



**FACULDADE DE  
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA**

**Departamento de Engenharia Civil**

# **ANÁLISE EXPERIMENTAL DE UM MURETE DE ALVENARIA DE PEDRA TRADICIONAL**

**HUGO MIGUEL PINELA DE LACERDA MORAIS**

Dissertação apresentada para obtenção do Grau académico de Mestre em  
Engenharia Civil, na especialidade de Reabilitação de Edifícios, pela  
Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa

Orientador Científico: Professor Doutor Fernando F. S. Pinho (DEC-FCT/UNL)

Co-Orientador Científico: Professor Doutor Válder José da Guia Lúcio (DEC-FCT/UNL)

Março de 2011



## AGRADECIMENTOS

A presente dissertação foi realizada no Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, onde foi efectuado o ensaio de caracterização à compressão axial do murete utilizado.

Gostaria de agradecer a todas as pessoas que contribuíram directa ou indirectamente na realização do mesmo, mais especificamente:

Ao professor Fernando Pinho, meu Orientador Científico, e ao professor Válder Lúcio, meu Co-Orientador Científico, pelo auxílio, informação, orientação e pela disponibilidade prestada no decurso do trabalho;

Aos meus colegas Marc Fonseca e André Jorge, pelas trocas de ideias e auxílio nas tarefas realizados no laboratório;

Ao Engenheiro Hugo Biscaia, pelo apoio na utilização do programa de recepção dos valores durante o ensaio experimental;

Ao Sr. José Gaspar e Sr. Jorge Silvério, técnicos do laboratório do DEC, pela ajuda com os equipamentos utilizados e contributo em algumas tarefas preparatórias realizadas no laboratório;

Aos meus pais e irmã, pelo apoio moral e esforço financeiro que fizeram para me proporcionar as melhores condições de trabalho;

À minha namorada, pelo apoio que me deu e pelo tempo que lhe roubei que certamente vou compensar;

E por último aos meus amigos, que me apoiaram sempre durante o tempo que levei a concluir este trabalho.







## RESUMO

O tema da presente dissertação surge na sequência de um trabalho de investigação experimental realizado no Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, sobre a análise de modelos experimentais simples e reforçados de alvenaria de pedra tradicional.

No início deste trabalho realiza-se um enquadramento histórico e adquirem-se conhecimentos teóricos acerca deste tipo de construções. Para além deste estudo apresenta-se o estado de arte relativo a alguns trabalhos experimentais realizados em Portugal e no estrangeiro e compara-se os resultados entre construções semelhantes.

Posteriormente, pretende-se obter um valor de resistência à compressão para o murete de alvenaria de pedra tradicional ensaiado e, compará-lo com os valores obtidos para modelos semelhantes ensaiados em 2004. Também é tido em conta o valor de profundidade de carbonatação medido e qual o impacto deste nos resultados.

Atingiu-se um valor máximo de resistência à compressão de 0,744MPa, que se traduz num aumento de 74% e um aumento de 25% na profundidade de carbonatação, relativamente aos modelos ensaiados em 2004.

**Palavras-chave:** alvenaria de pedra tradicional, resistência à compressão, carbonatação





## ABSTRACT

The theme of this thesis arises from an experimental research conducted at the Department of Civil Engineering, Faculty of Science and Technology, Nova University of Lisbon, on the analysis of simple experimental models and reinforced traditional old stone masonry.

In the beginning of this work an historical framework is made and theoretical knowledge about this type of constructions is acquired. As a complement to this study, the state of the art on some experimental research conducted in Portugal and in other countries is presented. Then the results are compared between them for similar buildings.

Later, it is intended to obtain a value of compressive strength for the tested old stone masonry wall and compare it with those obtained in similar models tested in 2004 under the research work of reference. It is also taken into account the amount of carbonation depth measured and its impact in the results.

In the end of the test, the model reached a maximum value of compressive strength of 0,744MPa, which represents an increase of 74%, and an increase of 25% in the depth of carbonation comparing with the models tested in 2004.

**Keywords:** Traditional old stone masonry, compressive strength, carbonation



# ÍNDICE DO TEXTO

## CAPÍTULO 1 — INTRODUÇÃO

1.1. Motivação e objectivos .....	1
1.2. Enquadramento e organização do trabalho experimental desenvolvido .....	1

## CAPÍTULO 2 — PESQUISA BIBLIOGRÁFICA

2.1. Generalidades sobre paredes de alvenaria de pedra .....	3
2.1.1. Enquadramento histórico .....	3
2.1.2. Classificação tipológica das construções de alvenaria de pedra .....	6
2.1.3. Anomalias em paredes de edifícios antigos .....	14
2.2. Alguns trabalhos experimentais de referência .....	23
2.2.1. Introdução .....	23
2.2.2. Apresentação dos ensaios .....	25
2.2.3. Resumo dos resultados .....	50

## CAPÍTULO 3 — MODELO EXPERIMENTAL (MURETE)

3.1. Introdução .....	53
3.2. Construção dos muretes .....	53
3.3. Preparação do murete para o ensaio de compressão axial .....	54

## CAPÍTULO 4 — ENSAIO MECÂNICO REALIZADO SOBRE O MURETE

4.1. Introdução .....	57
4.2. Sistema de ensaio de compressão axial .....	57
4.3. Preparação final do murete .....	60
4.4. Preparação final do sistema de ensaio de compressão axial .....	61
4.5. Descrição do comportamento do murete durante o ensaio de compressão axial .....	62
4.6. Descrição do ensaio de determinação da profundidade de carbonatação no murete .....	66

## **CAPÍTULO 5 — ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS**

5.1. Introdução .....	69
5.2. Resultados dos ensaios de compressão axial.....	69
5.3. Resultados dos ensaios de determinação da profundidade de carbonatação	71

## **CAPÍTULO 6 — CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

6.1. Considerações gerais .....	75
6.2. Conclusões finais .....	75
6.3. Desenvolvimentos futuros .....	76

<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>77</b>
---------------------------	-----------

## **ANEXO A**

A1. Introdução .....	81
A2. Materiais utilizados na construção do murete.....	81
A2.1. Pedra e Areia.....	81
A2.2. Argamassa de Assentamento .....	82
A3. Construção dos muretes .....	82
A4. Caracterização dos materiais utilizados na construção dos muretes.....	83
A4.1. Pedra.....	83
A4.2. Argamassa de assentamento .....	83

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Construções de alvenaria como exemplo de património cultural da Humanidade .....	4
Figura 2.2 – Gaiola de madeira pombalina .....	4
Figura 2.3 – Exemplos de intervenções em construções antigas .....	6
Figura 2.4 – Muros e habitações de alvenaria de pedra seca.....	7
Figura 2.5 – Construções de alvenaria mista.....	7
Figura 2.6 – Modelo (1:10) da gaiola tridimensional de madeira, existente na Escola dos Sapadores de Lisboa, Chelas .....	8
Figura 2.7 – Exemplos de construções de cantaria .....	8
Figura 2.8 – Construções de alvenaria de pedra tradicional .....	9
Figura 2.9 – Parede de alvenaria de pedra tradicional .....	10
Figura 2.10 – Parede de alvenaria de pedra constituída por perpianhos .....	11
Figura 2.11 – Paredes de alvenaria de pedra de duas folhas.....	12
Figura 2.12 – Paredes de alvenaria de pedra de três folhas.....	12
Figura 2.13 – Comportamento de uma parede de pedra de várias folhas por acção de forças externas.....	13
Figura 2.14 – Deformação e desmoronamento de uma parede de 2 folhas por rotura frágil na sua direcção lateral.....	13
Figura 2.15 – Exemplo real e esquema do reforço dos cunhais com cadeia de ângulo em cantaria .....	14
Figura 2.16 – Exemplos de desagregação da alvenaria .....	16
Figura 2.17 – Apoio de viga de madeira em parede de alvenaria de pedra .....	17
Figura 2.18 – Fendilhação originada por acções sísmicas .....	18
Figura 2.19 – Exemplos de fendilhação vertical .....	19
Figura 2.20 – Impulsos laterais que provocam fendas horizontais nas paredes .....	19
Figura 2.21 – Degradação de paredes exteriores devido a escorrências .....	20
Figura 2.22 – Esquema do mecanismo de formação de <i>eflorescências</i> e <i>criptoflorescências</i> .....	20

Figura 2.23 – Anomalias em paredes resultantes da acção dos sais .....	21
Figura 2.24 – Exemplos de oxidação nos elementos metálicos .....	22
Figura 2.25 – Exemplos de degradação de edifícios antigos.....	23
Figura 2.26 – Degradação e abandono de um edifício devido à presença de água .....	23
Figura 2.27 – Muretes construídos para o trabalho de investigação de F. Pinho.....	25
Figura 2.28 – Diagramas conjuntos força - deslocamento e tensão - deformação dos muretes de referência (M43, M21 e M32).....	26
Figura 2.29 – Disposição dos furos e das fitas metálicas .....	27
Figura 2.30 – Diagrama força-deslocamento do murete M45.....	27
Figura 2.31 – Dimensões médias dos muretes e exemplo real .....	28
Figura 2.32 – Sistema de ensaio.....	28
Figura 2.33 – Curvas tensão-extensão .....	29
Figura 2.34 – Parede 3W1 no final do ensaio .....	30
Figura 2.35 – Ensaio de compressão axial de J. Ramos.....	30
Figura 2.36 – Curvas de comportamento força-deslocamento dos provetes .....	31
Figura 2.37 – Modelos experimentais utilizados no ensaio de compressão axial .....	32
Figura 2.38 – Sistema de ensaio adoptado no trabalho de investigação realizado por M. Valluzzi.....	32
Figura 2.39 – Dimensões dos modelos em mm .....	34
Figura 2.40 – Diagrama tensão-deformação para o ensaio de compressão axial .....	34
Figura 2.41 – Posicionamento dos transdutores indutivos em ambas as faces do painel para o ensaio de compressão vertical .....	36
Figura 2.42 – Esquema do ensaio de compressão diagonal .....	36
Figura 2.43 – Diagrama tensão-deformação do ensaio de compressão vertical .....	37
Figura 2.44 – Diagrama tensão-deformação do ensaio de compressão diagonal .....	37
Figura 2.45 – Dimensões e arranjo das fiadas dos painéis de alvenaria de pedra .....	38
Figura 2.46 – Sistema de ensaio de compressão axial adoptado por Marcari.....	39
Figura 2.47 – Diagrama de tensão-deformação do ensaio de compressão axial nas paredes de alvenaria de pedra.....	39

Figura 2.48 – Parede de alvenaria de pedra no ensaio de compressão axial realizado por Tomazevic.....	40
Figura 2.49 – Diagrama de força-deslocamento dos ensaios de compressão axial.....	41
Figura 2.50 – Disposição do ensaio dos macacos planos .....	42
Figura 2.51 – Ensaio de compressão em larga escala .....	43
Figura 2.52 – Diagramas de tensão-deformação.....	44
Figura 2.53 – Diagrama de tensão-deformação axial e transversal do painel B .....	44
Figura 2.54 – Andamento dos deslocamentos relativos entre miras em função da tensão instalada no ensaio nº2.....	45
Figura 2.55 – Andamento dos deslocamentos relativos entre miras em função da tensão instalada no ensaio nº4.....	46
Figura 2.56 – Relações tensão-extensão registadas no ensaio duplo n.º 3.....	46
Figura 2.57 – Pontos de referência e ranhuras efectuadas nas paredes de ensaio.....	48
Figura 2.58 – Execução de rasgos para inserção dos macacos.....	49
Figura 2.59 – Resultados do ensaio nº2.....	49
 Figura 3.1 – Construção dos muretes realizado pelos operários especializados .....	53
Figura 3.2 – Representação esquemática do murete após a betonagem do lintel.....	54
Figura 3.3 – Esquema dos furos executados na base e lintel do murete .....	55
Figura 3.4 – Furação do lintel e base do murete e colocação dos varões roscados .....	55
 Figura 4.1 – Esquema do sistema de ensaio de compressão axial .....	58
Figura 4.2 – Vista lateral do sistema de suporte dos deflectómetros .....	59
Figura 4.3 – Sistema de ensaio de compressão axial.....	60
Figura 4.4 – Regularização do lintel através de uma camada de <i>grout</i> e rebarbadora ..	60
Figura 4.5 – Aspecto do murete M36, antes do ensaio experimental .....	62
Figura 4.6 – História de carga do ensaio de compressão axial do murete M36 .....	62
Figura 4.7 – Comportamento do murete em vários instantes do ensaio .....	63
Figura 4.8 – Alvenaria restante sobre a base do murete após a sua remoção do laboratório.....	65

Figura 4.9 – Diagrama de força-deslocamento do ensaio de compressão axial do murete M36 .....	65
Figura 4.10 – Determinação da profundidade de carbonatação no murete M36 .....	66
Figura 5.1 – Resultados comparativos obtidos em 2005 e 2010 .....	70
Figura 5.2 – Diagramas conjuntos força - deslocamento e tensão - deformação dos muretes de referência (M43, M21, M32 e M36) .....	71
Figura 5.3 – Profundidade de carbonatação medida ao longo do tempo nos muretes ..	73
Figura A.1 – Ambiente de cura dos muretes .....	82
Figura A.2 – Resultados do ensaio de consistência da argamassa.....	84
Figura A.3 – Representação esquemática da evolução da profundidade de carbonatação ao longo do tempo em provetes prismáticos de argamassa com 16x4x4cm <sup>3</sup> .....	84
Figura A.4 – Evolução da profundidade de carbonatação da argamassa de assentamento ao longo do tempo em provetes .....	85



## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Resumo dos trabalhos de investigação apresentados .....	24
Tabela 2.2 – Resultados do ensaio à compressão nos muretes M21, M32 e M43 .....	26
Tabela 2.3 – Resistência à compressão e módulo de elasticidade das paredes .....	28
Tabela 2.4 – Dimensões e resultados dos provetes das paredes em alvenaria de pedra utilizados no ensaio realizado por J. Ramos .....	31
Tabela 2.5 – Resultados dos ensaios realizados nas paredes de alvenaria de pedra ...	33
Tabela 2.6 – Resultados obtidos após o ensaio à compressão .....	34
Tabela 2.7 – Resultados obtidos no ensaio de compressão vertical.....	37
Tabela 2.8 – Resultados obtidos no ensaio de compressão diagonal .....	38
Tabela 2.9 – Resultados do ensaio de compressão vertical e características mecânicas das paredes.....	41
Tabela 2.10 – Resultados obtidos em dois painéis de alvenaria de pedra diferentes ....	44
Tabela 2.11 – Tensão de rotura à compressão das alvenarias ensaiadas. Valores médios possíveis de adoptar em cálculos posteriores .....	47
Tabela 2.12 – Tensão de rotura à compressão das alvenarias ensaiadas. Valores característicos .....	47
Tabela 2.13 – Valores do módulo de elasticidade obtidos nos diferentes ensaios duplos realizados. Valores médios finais. ....	47
Tabela 2.14 – Tabela resumo relativa aos ensaios laboratoriais .....	50
Tabela 2.15 – Tabela resumo dos ensaios <i>in situ</i> .....	51
Tabela 4.1 – Cargas pré-existent (CPE) actuantes no murete, não quantificada pelas células de carga.....	61
Tabela 4.2 – Principais incidências no diagrama de história de carga.....	63
Tabela 4.3 – Resultados do ensaio de profundidade de carbonatação .....	67
Tabela 5.1 – Resultados obtidos nos ensaios realizados em 2005 e 2010.....	69
Tabela 5.2 – Profundidade de carbonatação média nos muretes.....	72
Tabela A.1 – Resultados médios obtidos nos ensaios físicos.....	83



## SIMBOLOGIA

FCT	– Faculdade de Ciências e Tecnologia
UNL	– Universidade Nova de Lisboa
DEC	– Departamento de Engenharia Civil
LabDEC	– Laboratório de Estruturas Pesadas do Departamento de Engenharia Civil
LVDT	– Linear Voltage Displacement Transducer
$\text{Ca(OH)}_2$	– Hidróxido de Cálcio
$\text{CO}_2$	– Dióxido de Carbono
$\text{CaCO}_3$	– Carbonato de Cálcio
D	– Máxima dimensão do agregado
MVR	– Massa Volúmica Real
MVA	– Massa Volúmica Aparente
PA	– Porosidade Aberta
IV	– Índice Volumétrico



# CAPÍTULO 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. Motivação e objectivos

O presente trabalho tem como principal motivação conhecer, do ponto de vista experimental, o comportamento de um murete simples de alvenaria de pedra tradicional relativamente à sua resistência à compressão axial.

Para além disso, pretende-se comparar os resultados obtidos com os determinados no trabalho de investigação de referência realizado no DEC-FCT/UNL [19] e verificar a sua evolução ao longo do tempo.

Este estudo torna-se vital, visto que nos dias hoje, assiste-se a um estado de degradação dos edifícios dos centros históricos e urbanos elevado. Este facto aliado ao alto valor cultural e arquitectónico que estes possuem, fazem com que cresça o interesse na sua reabilitação e consequentemente o estudo dos edifícios de alvenaria de pedra. É neste sentido que surge o tema da presente dissertação.

### 1.2. Enquadramento e organização do trabalho experimental desenvolvido

Este trabalho encontra-se directamente relacionado com o trabalho de investigação de referência [19], e como tal, corresponde a uma possibilidade de continuação do mesmo. Este passará a ser referido como o trabalho. Para além disso, pretende-se efectuar uma abordagem à temática das construções de alvenaria de pedra, principalmente as de carácter tradicional.

Com esse intuito, é efectuado no **Capítulo 2** um enquadramento histórico relativamente a este tipo de construções e a sua inserção no panorama nacional ao nível da construção, bem como a sua importância a nível mundial. Para além da componente histórica, são descritas as tipologias e os processos construtivos dos diferentes tipos de paredes, bem como as suas características mecânicas e físicas, e consequentes anomalias. As imagens apresentadas complementam a descrição e servem de suporte ao restante trabalho.

Na segunda parte deste capítulo são apresentados alguns trabalhos de investigação nacionais e internacionais realizados com o objectivo de obter valores de tensão máxima de compressão axial e consequentes deformações dos modelos experimentais utilizados.

Após este estudo, no **Capítulo 3** descreve-se sintetizadamente os materiais utilizados na construção dos modelos experimentais – muretes, e as tarefas prévias à realização do ensaio.

No **Capítulo 4** é descrito o sistema de ensaio utilizado no Laboratório do Departamento de Engenharia Civil (LabDEC) para avaliação da resistência à compressão axial de um modelo experimental de alvenaria de pedra tradicional (murete). Em seguida, é ilustrado e comentado o comportamento obtido pelo murete durante o ensaio. Finalmente, apresenta-se o ensaio de determinação da profundidade de carbonatação deste.

No **Capítulo 5** é feita a análise dos resultados obtidos e a comparação com os ensaios realizados no trabalho de 2004 [19].

No **Capítulo 6** são obtidas as conclusões finais e desenvolvimentos futuros.

No **Anexo A**, apresenta-se de forma mais detalhada a construção dos muretes e os ensaios realizados aos materiais para obtenção das suas características mecânicas, químicas e físicas.

### PESQUISA BIBLIOGRÁFICA

#### 2.1. Generalidades sobre paredes de alvenaria de pedra

Neste capítulo é realizado um enquadramento histórico das construções de alvenaria de pedra tradicional, também denominadas por construções de alvenaria ordinária. É feita, assim, a introdução ao trabalho experimental desenvolvido e descreve-se a importância destas construções ao longo do tempo, nomeadamente o impacto social que têm nas diferentes civilizações.

Para além disso, descrevem-se as diferentes tipologias deste tipo de construções, bem como as suas características mecânicas.

Por último são apresentadas as principais anomalias que ocorrem em paredes de edifícios antigos, complementadas com figuras ilustrativas.

##### 2.1.1. Enquadramento histórico

Designa-se por “alvenaria” o material compósito resultante da associação de um conjunto de elementos com dimensões relativamente reduzidas (pedra, tijolo de barro seco ao ar ou cozido em fornos, e outros), com ligantes diversos (simples ou misturados entre si) [19].

Os ligantes utilizados na construção de estruturas de alvenaria, sejam estas paredes ou muros, sofreram uma evolução natural ao longo do tempo. Primeiramente foram utilizados o saibro e a argila, tendo sido substituídos progressivamente por ligantes aéreos (rochas calcárias submetidas a uma cozedura na ordem dos 800°C / 900°C) e por gesso [15]. Posteriormente, quando se desenvolveram fornos que atingissem temperaturas mais elevadas, iniciou-se a produção de ligantes hidráulicos. Primeiro, a cal hidráulica (produzido a cerca de 1000°C) e, por fim, o cimento (cozido a 1450°C). Também passou a ser frequente utilizar a mistura de ligantes aéreos e hidráulicos [23].

As construções de alvenaria antiga como os castelos, palácios ou templos religiosos marcam presença por todo o mundo e atravessaram gerações. A sua preservação é um aspecto essencial na sociedade actual, visto que o interesse histórico aliado à capacidade de se tornarem locais de atracção turística, faz com que estes contribuam para a economia das respectivas cidades e países.

Exemplos de grandes construções de alvenaria antiga pertencentes ao património cultural da Humanidade são as pirâmides de Gizé (Egipto), a grande muralha da China (com mais de 6000km) construída durante mais de 2000 anos, o Coliseu de Roma (Itália), bem como outras grandes catedrais, fig. 2.1.



1 – Pirâmides de Gizé [44]; 2 – Grande muralha da China [35]; 3 - Coliseu de Roma [39]

Figura 2.1 – Construções de alvenaria como exemplo de património cultural da Humanidade

Em Itália, devido à vasta utilização por parte dos Romanos, é fácil encontrar exemplos de construções em alvenaria de pedra, principalmente em pontes, viadutos, aquedutos e outras construções. Este tipo de estruturas também se encontra em Portugal, isto porque foram construídas aquando da passagem do império Romano pelo nosso território [19]. No nosso país, a construção de edifícios de alvenaria de pedra está fortemente representada nos centros históricos das cidades, mas também na periferia e nas zonas rurais. Em Lisboa, encontram-se muitos edifícios de alvenaria de pedra, com uma estrutura tridimensional de madeira no seu interior, denominada “gaiola” pombalina. Os elementos de madeira inclinados formam as chamadas cruzes de Santo André e este sistema conferiu uma melhor resistência a esforços de compressão, tracção, flexão e resistência ao fogo, fig. 2.2 [1, 20, 37].



1 – Parede constituída por cruces de Santo André [40]; 2 – Estrutura em gaiola de madeira de uma escadaria de um prédio característico da construção pombalina [38]

Figura 2.2 – Gaiola de madeira pombalina



Após o final do primeiro quarto do Século XX, surgiu um novo tipo de construção: os edifícios de betão armado, o que fez com que a alvenaria de pedra caísse em desuso. O uso do betão armado tornou-se bastante frequente devido a este permitir a construção de edifícios com dimensões maiores, quer em altura quer em planta, impossíveis de conseguir com as “espessas” paredes resistentes de alvenaria e os pavimentos de madeira [19].

Para além destes factores, a consagração do betão e o correspondente declínio das construções de alvenaria ocorreu também devido à introdução dos regulamentos para estruturas de betão armado, no início do Século XX, em países importantes, tais como França, Reino Unido, Alemanha, Austrália, Canadá e Estados Unidos da América [19].

Relativamente às estruturas de alvenaria de pedra tradicional não existe regulamentação actualizada. Não é possível recorrer ao Eurocódigo 6 – “Projecto de estruturas de alvenaria” (EC6), visto que este não se aplica a pontes e barragens de alvenaria, arcos e cúpulas, alvenarias não aparelhadas, e alvenarias armadas com outros materiais diferentes do aço. O motivo pela sua não aplicação, deve-se ao material não cumprir os requisitos pressupostos no EC6 devido à heterogeneidade que as paredes deste tipo apresentam [11, 14].

A escassez de espaços para construção e o crescente interesse em conservar arquitectónica e culturalmente os centros históricos, levou recentemente a um aumento do número de intervenções de reabilitação em edifícios antigos, de modo a torná-los mais activos.

Os factores mencionados têm resultado num aumento do interesse em estudar e conhecer melhor as construções em alvenaria de pedra: as suas características mecânicas, físicas e químicas; o conhecimento das diferentes tipologias de construção, bem como as anomalias mais comuns.

Neste sentido, têm sido desenvolvidos vários estudos para uma escolha adequada de modelos teóricos e físicos para a análise experimental destas construções. O facto de não existir nenhum tipo de documento nacional que regule as construções de alvenaria ordinária levou também ao teste de diferentes técnicas de reparação e reforço [28].

A reabilitação e conservação proporcionam uma maior longevidade das construções antigas permitindo que as gerações vindouras tenham o privilégio de contemplar a história arquitectónica do nosso país, bem como a possibilidade de usufruir desses espaços, fig. 2.3.



1 – Mosteiro de Alcobaça [45]; 2 – Panteão Nacional [45]

Figura 2.3 – Exemplos de intervenções em construções antigas

### **2.1.2. Classificação tipológica das construções de alvenaria de pedra**

O conhecimento das diferentes tipologias das construções de alvenaria de pedra é de extrema importância. Este proporciona as bases para a construção de modelos experimentais, que serão posteriormente alvos de análise laboratorial e cujos resultados serão extrapolados para casos de estudo reais.

As construções de alvenaria de pedra apresentam, de uma maneira geral uma grande heterogeneidade, devido ao facto de terem sido utilizados diferentes materiais e técnicas construtivas. Estas mudanças resultam das tradições regionais de cada País, da disponibilidade e custo dos materiais, das despesas de transporte, da formação dos operários, entre outros factores [5, 19]. Torna-se desta forma difícil definir um modelo de construção único, visto que a construção de uma obra pode durar entre anos a séculos. As paredes estruturais de alvenaria de pedra são caracterizadas pela sua irregularidade geométrica. Estas correspondiam muitas vezes ao prolongamento das fundações em altura, principalmente as paredes de múltiplas folhas. Tanto nas fundações como nas paredes estruturais utilizavam-se os mesmos materiais de construção mas ocorria uma redução de espessura nas paredes, o que originava a irregularidade[1, 19, 23]. Estas construções apresentam um comportamento estrutural com mecanismos de rotura do tipo frágil. Em Portugal, as paredes de alvenaria de pedra encontram-se divididas principalmente em quatro tipos de construção:

- **alvenaria de pedra seca**
- **alvenaria mista**
- **cantaria**
- **alvenaria de pedra tradicional**

As construções de **alvenaria de pedra seca** têm como principal característica o facto do assentamento das pedras ser efectuado com uma reduzida quantidade de argamassa que em alguns casos é inexistente [1, 19, 21]. A grande maioria é rudimentar, e utilizava-se o xisto ou o granito nas paredes resistentes. Esta solução tem muita expressão em construções no interior e no Norte do país, e, apesar de se encontrarem habitações de alvenaria de pedra seca, esta está principalmente associada à construção de muros de vedação de propriedades por todo o País, fig. 2.4.



Figura 2.4 – Muros e habitações de alvenaria de pedra seca [42, 29]

As construções de **alvenaria mista** são formadas por pedras de diversas origens, tais como granito, calcário ou xisto, misturadas entre si. Em certos casos contêm elementos argilosos (tijoleiras e tijolos), madeira e ferro, fig. 2.5.



Figura 2.5 – Construções de alvenaria mista [33]

Podem-se encontrar exemplos de edifícios de alvenaria mista com madeira na zona da Baixa Pombalina reconstruída após o terramoto de 1755 em que a armação tridimensional de madeira (gaiola) se encontra no paramento interior das paredes resistentes exteriores [19], fig. 2.6.





Figura 2.6 – Modelo (1:10) da gaiola tridimensional de madeira, existente na Escola dos Sapadores de Lisboa, Chelas [19]

As construções de **cantaria** estão principalmente associadas a edifícios monumentais, tais como o Mosteiro dos Jerónimos e a Torre dos Clérigos, entre outros, fig. 2.7.



1 – Mosteiro dos Jerónimos, Lisboa [36]; 2 – Torre dos Clérigos, Porto [32]

Figura 2.7 – Exemplos de construções de cantaria

A excelente qualidade da pedra utilizada aliada à boa qualidade da mão-de-obra com que foram construídos (pedra devidamente aparelhada), resultou numa extrema durabilidade destas construções que atingem muitos séculos de idade.

A cantaria é principalmente utilizada nos paramentos exteriores e em elementos singulares, tais como os cunhais, colunas e pilastras. Nos paramentos interiores, em geral, era utilizada a alvenaria ordinária [19].

As construções de **alvenaria de pedra tradicional**, que são o alvo de estudo da presente dissertação, utilizam pedras de formas e dimensões irregulares. Em certos casos são misturadas com elementos cerâmicos ou outros tipos de material ligados entre si por argamassa de cal e areia, geralmente ao traço 1:3 [1, 19]. Na figura 2.8 é possível observar uma construção deste tipo e o que restou doutra após um sismo.



Figura 2.8 – Construções de alvenaria de pedra tradicional [48]

Este tipo de construção, também conhecida por construções de alvenaria “ordinária” recebeu este nome devido a antigamente esta expressão estar associada a um uso corrente e generalizado. É o tipo de alvenaria de pedra mais comum em Portugal, com principal incidência nas zonas urbanas. Porém, também se encontram em grande número nas zonas rurais. Estas são constituídas por:

- fundações (na maior parte das vezes directas);
- paredes resistentes (ou paredes mestras) exteriores, e também interiores (designadas por frontais) em edifícios de maior área de implantação;
- pavimentos, tectos, coberturas e escadas, que são normalmente de madeira [19].

Esse factor faz com que se originem elementos rígidos e muito pesados com alguma resistência à compressão, menor resistência a esforços de corte e reduzida resistência à flexão. As paredes resistentes possuem uma espessura grande podendo atingir 1,30m [1, 19].

Ao nível construtivo, as paredes de alvenaria apresentam algumas variantes devido a vários factores, não dependendo apenas dos tipos de material usados de acordo com as possibilidades locais (pedras, tijolos, terra, diferentes tipos de argamassa, entre outros). Uma das variantes são as paredes de “múltiplas folhas”, muito comuns nos centros urbanos históricos, e caracterizam-se por terem uma morfologia irregular e existência de vazios, principalmente no núcleo central. Este é preenchido com materiais de baixa

qualidade e facilmente propenso a roturas do tipo frágil, através da separação de camadas e perda de material, por acções verticais e horizontais [7, 13, 19, 27], fig. 2.9.



Figura 2.9 – Parede de alvenaria de pedra tradicional [48]

### ***Características mecânicas***

Apesar das muitas condicionantes construtivas referidas, após vários estudos efectuados foi possível classificar as paredes mestras relativamente às suas características mecânicas [3, 21]. Esta classificação assenta em quatro “parâmetros”:

- **as pedras:** a sua natureza ou origem, as suas dimensões, a sua cor, o seu estado de conservação e a sua forma (trabalhadas ou não trabalhadas);
- **a argamassa:** utilizada como aglutinante das pedras (tendo especial atenção na sua consistência e depois no seu desempenho), a espessura das juntas, a cor, o diâmetro, a forma e a cor dos agregados;
- **o assentamento:** relativamente à textura e regularidade das superfícies de assentamento (regular, irregular, desbastada) e sua disposição, com especial atenção à presença de calços ou cunhas (introdução de pedras de menores dimensões – seixos de assentamento);
- **a secção:** tipologia construtiva, isto é, o número de paramentos e sua espessura, o grau de sobreposição entre paramentos, a presença de pedras transversais (perpianhos ou travadouros), isto é, pedra aparelhada nas quatro faces com a forma de um paralelepípedo e que tem a largura toda da parede que realizam a ligação entre os paramentos, ou de cunhas ou calços de assentamento, a dimensão e distribuição de vazios e a percentagem de combinação dos seus componentes (pedra, argamassa e vazios).



No entanto, apesar de se ter dividido esta classificação em quatro “parâmetros”, estes estão ligados entre si, fornecendo directa ou indirectamente, informação sobre o comportamento mecânico das suas paredes. Após diversos ensaios experimentais efectuados em edifícios históricos, concluiu-se que a secção tem especial importância ao nível do número de paramentos e grau de sobreposição e definiram-se três tipologias principais divididas em subcategorias [3, 4]:

– **Paredes de folha simples**, fig. 2.10:

- i) constituída por perpianhos;
- ii) constituída por perpianhos com rebocos espessos;
- iii) de grande espessura, geralmente com mais que um perpianho [23].



Figura 2.10 – Paredes de alvenaria de pedra constituída por perpianhos [41]

– **Paredes de duas folhas**, fig. 2.11:

- i) paramentos sem ligação, em que as duas folhas estão completamente separadas por uma junta vertical ao longo da interface de contacto, e que pode ser seca ou preenchida por argamassa e material desagregado, fig. 2.11-1;
- ii) paramentos ligados, que podem ser por simples sobreposição das pedras ou por pedras transversais através de perpianhos ou travadouros que atravessam toda a secção, fig. 2.11-2 [23].



1 – Paramentos sem ligação; 2- Paramentos com ligação [48]

Figura 2.11 – Paredes de alvenaria de pedra de duas folhas

– **Paredes de três folhas**, fig. 2.12: caracterizadas por terem uma secção resistente não homogénea, composta por duas folhas exteriores de regularidade razoável, separadas por uma camada interior (núcleo) de fraca qualidade.

Este núcleo é constituído por material de enchimento, que pode variar entre aglomerado de material grosseiro, restos de blocos e pedras com juntas de argamassa intercaladas entre si, ou por material mais ou menos homogéneo, solto ou parcialmente ligado. Possui uma grande quantidade de vazios entre as pedras e a argamassa, distribuídas de forma aleatória [23].

Pode-se ainda distinguir neste tipo de paredes, as que possuem núcleo de pequena espessura ou de grande espessura.

Há a considerar também as paredes de pilares de igrejas e catedrais que têm um núcleo espesso composto por material homogéneo.



Figura 2.12 – Paredes de alvenaria de pedra de três folhas [27, 48]



O facto de uma parede de alvenaria não ser monolítica na sua secção lateral faz com que a parede seja mais frágil, principalmente quando existem forças externas a actuar na direcção horizontal, fig. 2.13.

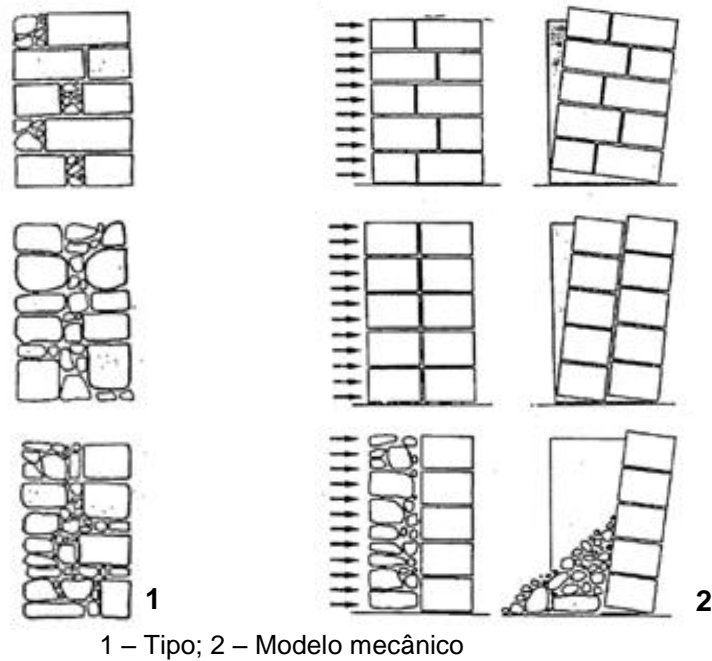


Figura 2.13 – Comportamento de uma parede de pedra de várias folhas por acção de forças externas [3]

O mesmo pode acontecer se existem cargas a actuar verticalmente mas com excentricidade [3]. Este efeito poderá acontecer quando a parede é constituída por pedra miúda (seixo) ou por duas folhas externas bem construídas, mas sem qualquer ligação entre elas (perpianhos) estando preenchida por material desagregado, fig. 2.14.

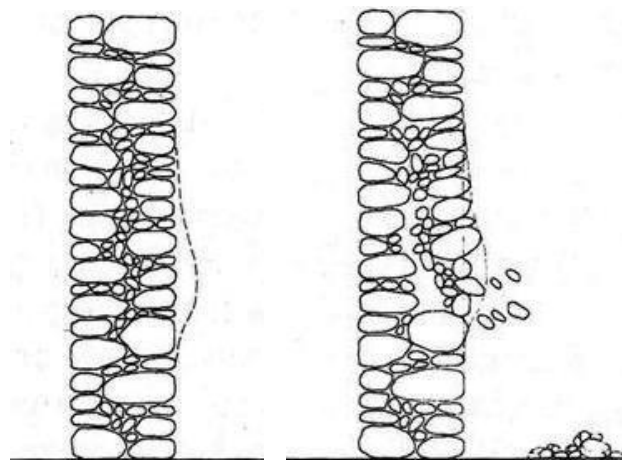


Figura 2.14 – Deformação e desmoronamento de uma parede de 2 folhas por rotura frágil na sua direcção lateral [3]

De forma a melhorar a resistência mecânica, introduziram-se aspectos construtivos, tais como: o reforço dos cunhais nas ligações de canto entre paredes exteriores, a variação em altura da espessura das paredes mestras, a ligação entre paredes, pavimentos e cobertura, e a distribuição e o tipo de guarnecimento dos vãos. Estas particularidades desempenham grande influência no comportamento estrutural das paredes.

Nos cunhais das paredes de cantaria ou nas paredes mistas, era utilizada cantaria com a finalidade de melhorar o travamento das paredes, formando uma cadeia de ângulo em que as pedras utilizadas teriam que ter no mínimo 60 centímetros de comprimento, fig. 2.15 [20, 23].

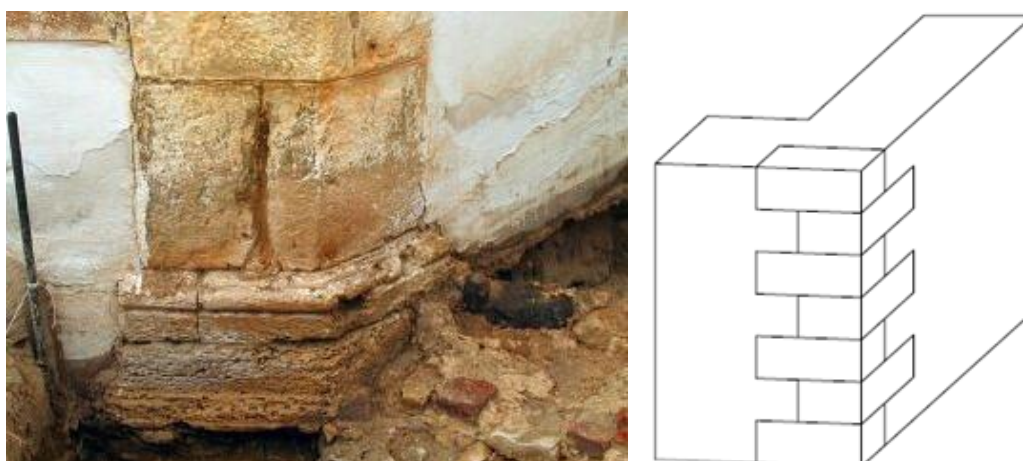


Figura 2.15 – Exemplo real e esquema do reforço dos cunhais com cadeia de ângulo em cantaria [46]

No entanto, em casos de recuperação e reabilitação, não se podem generalizar as técnicas de reparação, visto que cada caso é um caso e existem outras condicionantes importantíssimas, tais como os edifícios estarem sozinhos ou dispostos em conjunto. Isto deve-se ao facto de estes terem mecanismos de rotura diferentes. Na Baixa Pombalina é fácil encontrar edifícios com menor qualidade de construção que suportaram os efeitos do terramoto de 1755 por se encontrarem no meio de edifícios com melhor qualidade de construção que “ampararam” as acções do sismo.

### **2.1.3. Anomalias em paredes de edifícios antigos**

Nas construções de edifícios antigos, as anomalias mais comuns são a fendilhação, o esmagamento e a desagregação. São provocadas por várias causas, sendo as mais comuns as de carácter estrutural e as relacionadas com a presença de água.

De uma forma geral, as anomalias ocorrem devido a limitações estruturais perante várias acções mecânicas, e são agravadas com o normal envelhecimento dos materiais e com as reduzidas acções de conservação e manutenção periódicas, que em muitos casos nunca existiram. Estas adversidades fazem com que os edifícios tenham

limitações ao nível das exigências funcionais de segurança, de habitabilidade e de durabilidade. Em alguns casos, o estado de degradação ultrapassa o mínimo requerido originando uma intervenção de reabilitação não viável, visto que os custos desta seriam de uma proporção muito elevada [20].

Para além destas situações, alterações efectuadas pelos proprietários dos edifícios, como, por exemplo, a ampliação em altura originam um aumento das cargas e deformações das estruturas e das fundações. Fica assim condicionado o equilíbrio inicial destas construções, já que não estão preparadas para tal incremento de carga. Também as modificações realizadas no interior dos pisos que ocorrem devido a circunstâncias funcionais, quer pelo alargamento ou interligações entre compartimentos (através de arcos de paredes, tabiques ou paredes mestras) têm influência na estrutura. Estas alterações que ocorrem sem qualquer estudo efectuado pelo proprietário, têm consequências muito danosas para o edifício, nomeadamente no contraventamento geral das estruturas, no que diz respeito às acções sísmicas.

Ao nível dos pisos térreos, em zonas onde os serviços e comércio têm grande expressão, ocorre frequentemente a remoção de paredes e a sua substituição por vigas metálicas, o que faz com que se altere significativamente a solidarização e o equilíbrio existente entre os diversos elementos construtivos. Esta substituição apenas suporta as acções verticais (pesos próprios e sobrecargas), mas não suporta as acções horizontais (sismos), uma vez que o contraventamento inicial foi alterado para condições de apoio das vigas nas paredes, com limitações de resistência aos esforços de corte e flexão que aí se concentram [20].

Em seguida apresenta-se as características de algumas das anomalias que ocorrem nas paredes de alvenaria de pedra.

### ***Desagregação***

Esta anomalia está presente na maior parte das construções antigas, com especial incidência nas paredes resistentes. Na maior parte dos casos, a desagregação da alvenaria deve-se à acção dos agentes climáticos, como a alternância do calor e frio, donde resultam expansões e contracções sucessivas aliadas ao efeito do vento, transportando consigo poeiras e areias. Este ciclo associado ao factor “poluição”, é o grande responsável pelo desgaste superficial das paredes. Porém, estes factores não representam um grande problema quando se procede à conservação periódica dos edifícios, através de reparações locais nos rebocos degradados, substituição de elementos deteriorados de pedra ou tijolo, entre outros [20].

A desagregação também pode ocorrer devido a água proveniente de chuvas ou infiltrações de origens diversas, bem como através da humidade do terreno que atinge

as paredes através do fenómeno de capilaridade<sup>1</sup>. A água que ascende nas paredes transporta sais dissolvidos que se depositam na superfície das paredes, e provocam a decomposição química do estuque/reboco da própria parede, bem como a intensificação de odores.

A desagregação originada pela humidade que ascende do terreno por capilaridade, ocorre principalmente nas paredes localizadas no rés-do-chão dos edifícios. Outro tipo de acções que aumentam o estado de degradação destas paredes são as acções mecânicas resultantes de choques ou vandalismo, fig. 2.16 [1, 20].



1 – Parede exterior de um edifício antigo em Setúbal; 2 – Edifício em Santiago do Cacém [20]

Figura 2.16 – Exemplos de desagregação da alvenaria

### **Esmagamento**

O esmagamento ocorre principalmente em “zonas localizadas” e é menos frequente que a desagregação. Esta anomalia é visível em pontos de aplicação de cargas concentradas excessivas como, por exemplo, o local de descarga de vigas em paredes. Tal facto acontece por não se tomarem as devidas precauções, sejam apoios ou reforços locais, que façam com que as tensões sejam diminuídas nos pontos de apoio; ou em casos em que as cargas aplicadas excedem em muito o previsto.

Um caso muito vulgar é o esmagamento de paredes de pisos inferiores nas zonas de descarga das vigas metálicas colocadas para “substituir” as paredes demolidas. Esta é uma situação grave que resulta de uma falta de conhecimento e/ou desrespeito das razões que justificavam a existência daquelas paredes [20].

Em construções de boa qualidade, para evitar o esmagamento eram realizados reforços adequados com pedras de maior resistência mecânica para se garantir a transmissão

---

<sup>1</sup> Subida de água pelas paredes do edifício, que é causada pela diferença de polaridade entre as paredes (pólo positivo) e o solo húmido (pólo negativo), devido à tensão superficial das moléculas da água.



de cargas concentradas à parede. Neste processo, as pedras com maior resistência eram colocadas com a face superior aparelhada sob os pontos de aplicação das forças, resultantes de vigas de pavimento ou de asnas de cobertura. Esta técnica permitia diminuir a tensão existente nas zonas de apoio, visto que havia uma redistribuição das forças actuantes por uma maior área, reduzindo a possibilidade de esmagamento local, fig. 2.17-1.

Outro exemplo de esmagamento é a zona de contacto lateral entre as vigas de madeira e a alvenaria, fig. 2.17-2. Na secagem da madeira, as vigas sofrem acções de torção, que leva a acções de compressão muito elevadas e esmagamentos, principalmente nos rebocos [1, 20].



1 – Pedra aparelhada na zona das vigas de madeira; 2 – Pedra irregular [20]

Figura 2.17 – Apoio de viga de madeira em parede de alvenaria de pedra

Na construção de caves em edifícios novos adjacentes a antigos, poderão ocorrer esmagamentos ao nível do primeiro piso se os muros de suporte forem ancorados e a pressão de injeção das ancoragens for excessiva. Esta força origina pressões ascendentes no solo, e consequente transmissão às fundações do edifício antigo [20].

### **Fendilhação**

A fendilhação pode ocorrer em zonas correntes das paredes, junto aos cantos de portas e janelas ou na ligação entre paredes ortogonais.

Nas aberturas de portas e janelas ocorre fendilhação nos seus contornos, porque geralmente correspondem a pontos fracos das paredes por serem zonas onde se localizam elevadas concentrações de tensões, devido às mudanças de direcção das forças. Estas são responsáveis pelo início da fendilhação.

Em construções de maior qualidade eram tidos especiais cuidados, visto que se utilizavam pedras talhadas de grandes dimensões ou arcos de tijolo maciço em torno das aberturas, de forma a aumentar a capacidade de resistência local da parede [20].

Uma das maiores causas da ocorrência de fendilhação são as acções sísmicas. Os sismos produzem esforços de corte elevados que conduzem à formação de fendas inclinadas cruzadas a, aproximadamente,  $45^{\circ}$  <sup>(2)</sup> [1, 20], fig. 2.18.



Figura 2.18 – Fendilhação originada por acções sísmicas [30, 48]

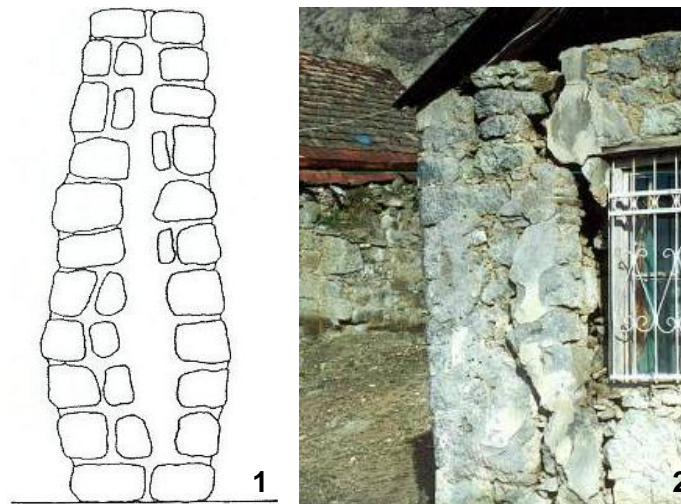
Para além destes factores, a fendilhação pode também ocorrer devido à falta de resistência adequada dos lintéis superiores ou dos arcos de descarga, o que pode originar esforços de flexão exagerados representados por fissuras verticais.

Os erros de construção em paredes resistentes podem originar fenómenos de fendilhação, principalmente em paredes de pedra irregular em que não foram colocados perpianos. A existência de grandes compressões pode provocar fendilhação vertical na parede e o consequente aparecimento de abaulamentos importantes. Os abaulamentos podem agravar-se com a presença de água que se infiltra e acumula nos vazios criados, originando “lavagem” dos finos da argamassa de assentamento, o que contribui para a diminuição da resistência da parede, fig. 2.19-1.

No caso dos assentamentos diferenciais das fundações, as fendas podem atingir toda a largura da parede e apresentam inclinações características que permitem identificar as zonas críticas das fundações (geralmente contínuas) onde ocorreram os movimentos acentuados, fig. 2.19-2.

---

<sup>2</sup> Os fenómenos de fendilhação referidos resultam do facto das resistências à tracção e à flexão de paredes de edifícios antigos serem muito reduzidas localizando-se e acumulando-se nos pontos onde tais esforços ultrapassam a capacidade resistente das paredes ou onde esta capacidade resistente está debilitada pela degradação da parede.



1 – Abaulamento de parede por fendilhação vertical [1];  
2 – Fendilhação da parede por assentamento diferencial das fundações [31]

Figura 2.19 – Exemplos de fendilhação vertical

Os impulsos horizontais originados pelo abatimento de arcos ou deficiente funcionamento estrutural das asnas de cobertura provocam fenómenos de fendilhação horizontal nas paredes que servem de suporte a estas estruturas. Em associação com a aplicação de forças de corte no topo das paredes pode ocorrer rotação, originando dois níveis de fendas, uma superior externa e outra inferior interna, fig. 2.20. Estas correspondem às zonas onde os esforços de tracção excedem a respectiva capacidade resistente da parede, resultado da flexão imposta [1, 19].

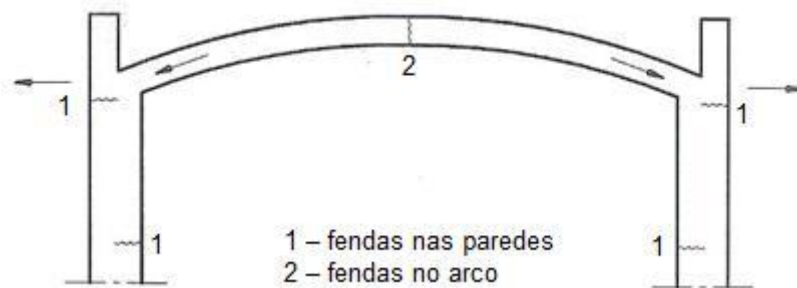


Figura 2.20 – Impulsos laterais que provocam fendas horizontais nas paredes [1]

### **Anomalias resultantes da acção da água**

A água é o principal agente causador da desagregação das paredes, visto que esta, através de humidades infiltradas, procura e encontra os pontos mais fracos (fendas e vazios) das paredes criando depois uma rede de percursos preferenciais, normalmente através das juntas de argamassa de assentamento das pedras ou tijolos [1, 20], fig.2.21.





1 – Edifício no centro histórico de Sintra; 2 – Edifício em Setúbal

Figura 2.21 – Degradação de paredes exteriores devido a escorrências

A água que ascende por capilaridade nas fundações e paredes, através da dissolução de sais solúveis provenientes do solo ou das argamassas e de outros constituintes da parede deixa um rasto ao longo do seu trajecto. Este processo altera a estrutura da parede, já que existe uma maior concentração dos sais dissolvidos, e quando as condições de humidade e temperatura ambientes possibilitam a evaporação da água, ocorre a cristalização dos sais. Esta ocorre através de duas formas distintas: à superfície ou entre o reboco e o tosco da parede. Na primeira situação, o processo dá origem às *eflorescências*. Na segunda situação, a cristalização dos sais é acompanhada de aumento de volume, criando tensões abaixo da superfície da parede, o que origina as *criptoflorescências*. Os ciclos de secagem e molhagem conduzem à consequente degradação da alvenaria, que originará o destaque ou uma eventual desagregação da parede, e o empolamento do reboco, fig. 2.22.

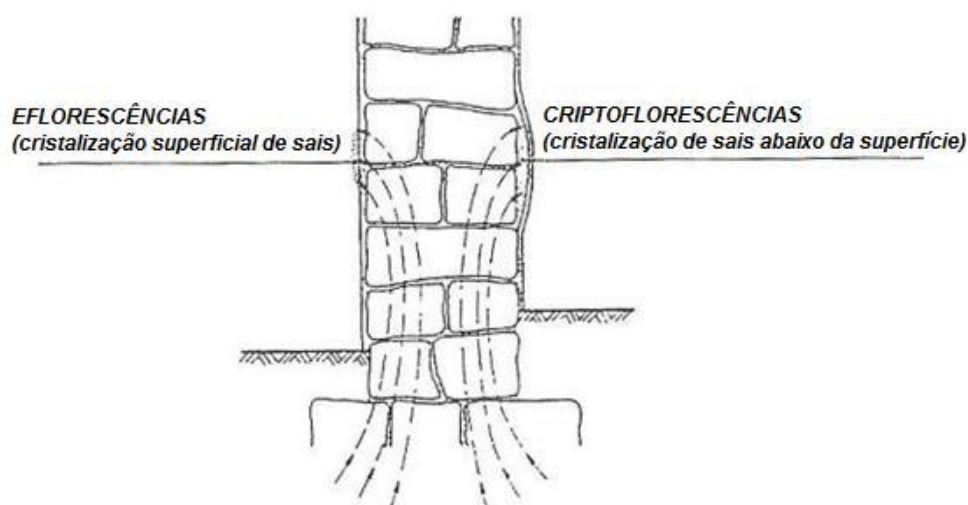


Figura 2.22 – Esquema do mecanismo de formação de *eflorescências* e *criptoflorescências* [9]



As *bolhas* características das *criptoflorescências*, que em muitos casos precedem a desagregação da alvenaria, também ocorrem após intervenções inadequadas. Neste caso são aplicados rebocos com elevado teor de cimento ou pouco permeáveis ao vapor de água, e estas podem-se formar entre o reboco e a pintura [20]. A consequente degradação da parede diminui a capacidade de resistência à compressão e ao corte.

Em paredes de cantaria ou de tijolo à vista, o processo de alteração através da acção dos sais permite a formação de três zonas distintas: uma “crosta” exterior, uma zona circundante à crosta onde o material se apresenta desagregado e pulvurento, e uma zona interior em que a pedra ou o tijolo pode ter ou não algumas alterações. A crosta ao desagregar-se facilmente se destaca, originando uma exposição da camada interior, que passa a ser a nova camada superficial, ficando assim sujeita ao processo de desagregação que afectou a anterior, fig. 2.23 [20].



Figura 2.23 – Anomalias em paredes resultantes da acção dos sais [34, 43]

### ***Oxidação de elementos metálicos***

A oxidação ocorre na maior parte das vezes na parte posterior dos edifícios, onde geralmente se localizam as varandas com estrutura metálica e as escadas de segurança, fig. 2.24. Esta situação ocorre principalmente por falta de manutenção e conservação dos edifícios e contribui para, em muitos casos, a ruína dessas estruturas. Este tipo de anomalia tem como principal problema, pôr em risco a segurança dos seus utilizadores.



1 – Edifício em Setúbal; 2 – Edifício em Lisboa na Calçada da Tapada [20]

Figura 2.24 – Exemplos de oxidação nos elementos metálicos

A oxidação de elementos metálicos também ocorre em cavilhas e gatos metálicos utilizados no reforço das ligações das pedras de cantaria. A oxidação destes materiais metálicos (ferro) provoca um aumento do volume que origina, na maior parte das vezes, a fractura da pedra devido a tensões de tracção que se instalaram e que esta não consegue suportar.

### ***Degradação dos materiais***

A degradação dos materiais está directamente relacionada com várias anomalias, como a desagregação, a fendilhação, a presença da água, e outras, aliadas à falta de manutenção e elevada idade dos edifícios, que fazem com que estes fiquem num adiantado estado de degradação, bem como os seus materiais. Ao nível da envolvente vertical dos edifícios é possível observar a existência de variadas situações, geralmente interligadas, tais como, fig. 2.25:

- materiais destacados dos paramentos;
- zonas em que a alvenaria se encontra à vista;
- degradação dos caixilhos dos vãos exteriores, com o apodrecimento da madeira e a corrosão das guardas metálicas;
- deficiente conservação da porta (de madeira) principal [20].



Figura 2.25 – Exemplos de degradação de edifícios antigos

Para além destes factores existem, em cada vez maior número, por todo o país o aumento de edifícios desocupados e abandonados, que aguardam o dia da sua demolição. Em muitos casos, isto podia ter sido evitado se estes tivessem sido submetidos a obras de conservação ao longo da sua vida, fig. 2.26.



Figura 2.26 – Degradação e abandono de um edifício devido à presença de água

## 2.2. Alguns trabalhos experimentais de referência

### 2.2.1. Introdução

Neste sub-capítulo são apresentados os resultados de alguns trabalhos de investigação nacionais e internacionais, relacionados com o estudo das paredes de alvenaria de pedra, tabela 2.1. Alguns dos trabalhos apresentados englobam variados ensaios, mas apenas irá ser feita referência aqueles relacionados com o tema do presente trabalho. Por se tratarem de ensaios realizados em diferentes locais, a constituição das paredes



difere de trabalho para trabalho, tendo sido utilizados diferentes tipos de pedra, tipologia e esquemas de ensaio.

Tabela 2.1 – Resumo dos trabalhos de investigação apresentados

Instituição	Autores	Tipo de Ensaio	
		Compressão Axial	Macacos Planos
Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa	Fernando Pinho [19]	✓	-
	Marc Fonseca [8, 19]		
Escola de Engenharia da Universidade do Minho	Daniel Oliveira, Paulo Lourenço, Rui Silva [17, 25]	✓	-
	José Ramos [22]		
	Paweł Gregorczyk, Paulo Lourenço [12]	-	✓
Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra	Filipe Pagaimo [18]	-	✓
Universidade de Pádova	Maria Valluzzi, Francesca da Porto, Claudio Modena [27]	✓	-
	C. Gelmi <i>et al</i> [9]	✓	✓
Politécnico de Milão	Luigia Binda, Antonella Saisi [2]	✓	-
Universidade de Perugia e Universidade de Florença	Marco Corradi, Antonio Borri, Andrea Vignoli [6]	✓	-
Universidade de Molise - Termoli, e Universidade de Nápoles Federico II	Giancarlo Marcari <i>et al</i> [16]	✓	-
Edifício Nacional Esloveno e Instituto de Engenharia Civil	Miha Tomazevic <i>et al</i> [26]	✓	-

O principal objectivo destes estudos era determinar a resistência à compressão dos diferentes modelos experimentais, bem como o seu modo de rotura até ao colapso se existisse. Para o cálculo da resistência à compressão foram utilizadas principalmente técnicas destrutivas, bem como técnicas semi destrutivas. A descrição dos diferentes trabalhos não se encontram pela ordem mostrada na tabela 2.1, devido à utilização de diferentes métodos que estão igualmente divididos em ensaios laboratoriais e *in situ*.

## 2.2.2. Apresentação dos ensaios

### *Ensaio laboratoriais*

Neste primeiro trabalho apresentado, Fernando Pinho [19] utilizou vários modelos constituídos por pedra calcária (75%) da zona de Rio Maior e uma argamassa (25%) de assentamento da alvenaria composta por cal aérea hidratada e areia de rio e areeiro. As dimensões dos modelos utilizados foram 0,80x1,20x0,40m com perpianos colocados a 1/3 e 2/3 de altura. Foi construída uma base de betão armado de 20cm de altura para facilitar o seu transporte, bem como um lintel de 15 cm de altura para suportar os equipamentos mecânicos do ensaio e as cargas verticais durante o mesmo, fig. 2.27.



Figura 2.27 – Muretes construídos para o trabalho de investigação de F. Pinho [19]

Após os trabalhos preparatórios, procedeu-se ao ensaio de compressão axial sob carga monotónica adequado às características geométricas e mecânicas dos muretes. O ensaio realizou-se no LabDEC utilizando um macaco de 3MN accionado por uma bomba hidráulica eléctrica Enerpac GPEW 2020 WSN de duplo efeito e colocaram-se 2 deflectómetros com um curso de 100mm e sensibilidade de  $100 \times 10^{-6}$ /mm para a medição dos deslocamentos [19].

Os três modelos ensaiados sofreram uma rotura do tipo frágil e os muretes M43 e M32 apresentaram um comportamento mecânico semelhante. Estes muretes sofreram no início do ensaio a formação de uma fenda inclinada na fachada frontal, entre o canto superior esquerdo até ao canto inferior direito para o murete M43 e até sensivelmente meia altura do quadrante inferior direito para o murete M32. O murete M21 teve um comportamento diferente, porque a sua degradação iniciou-se com a formação de uma fenda vertical a meio da metade esquerda, com desenvolvimento do centro para o topo e para a base, possivelmente originada por uma junta vertical “contínua”. A perda de material resultante da fenda vertical provocou um aumento da excentricidade da força

actuante, em relação ao centro de gravidade. Os muretes ensaiados obtiveram os seguintes resultados relativamente aos parâmetros de carga máxima aplicada (kN) e tensão máxima de compressão (MPa), tabela 2.2 [19].

Tabela 2.2 – Resultados do ensaio à compressão nos muretes M21, M32 e M43 [19]

Murete Nº	Carga Máxima [kN]	Resistência à compressão $\sigma_{max}$ [MPa]
M43	134,2	0,42
M21	127,7	0,40
M32	148,5	0,46

Para além destes valores, apresentam-se em seguida os diagramas de força-deslocamento dos ensaios de compressão axial dos diferentes muretes, fig. 2.28.

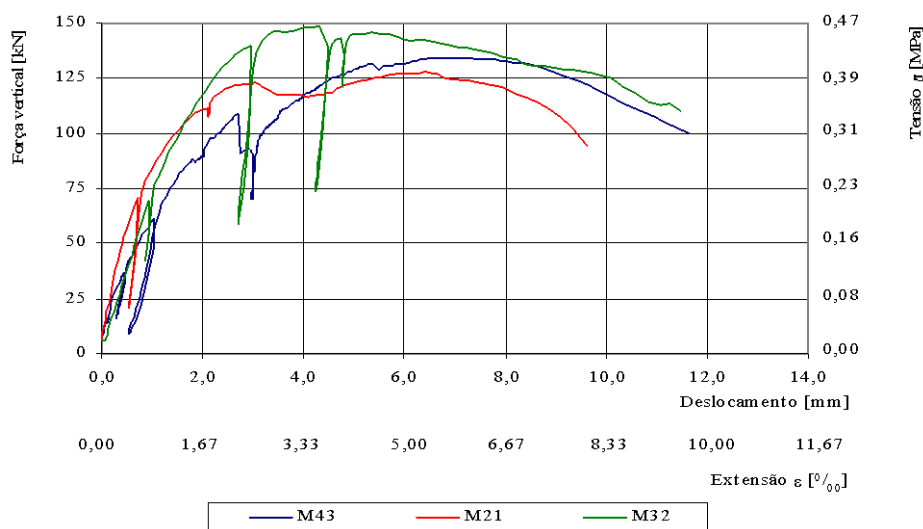
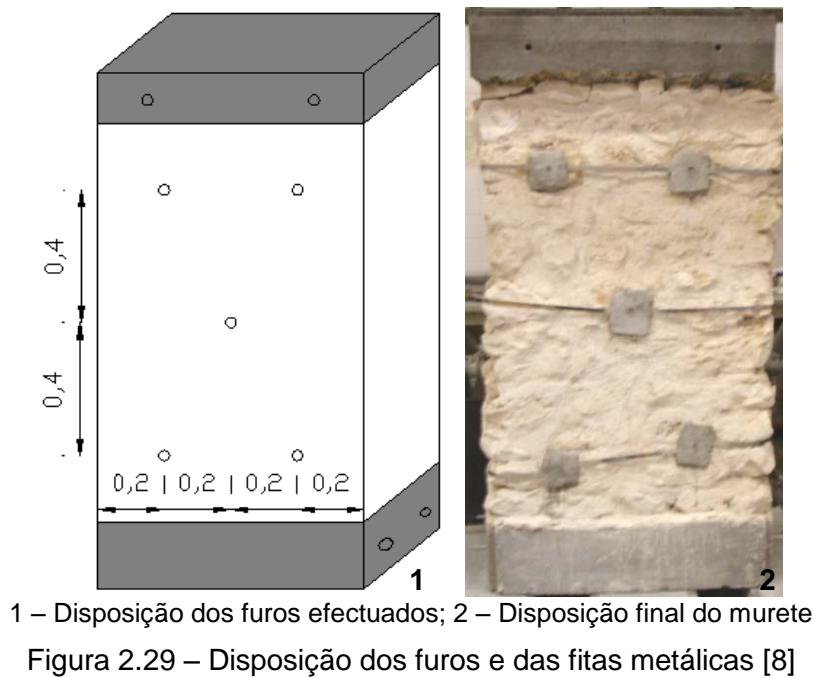


Figura 2.28 – Diagramas conjuntos força - deslocamento e tensão - deformação dos muretes de referência (M43, M21 e M32) [19]

No seguimento do trabalho anterior, realizou-se em Junho de 2010 um ensaio de compressão axial no LabDEC com um dos muretes construídos em 2002. O autor realizou um reforço com confinamento transversal contínuo por fitas metálicas em aço inox. A tensão de cedência destas fitas é de  $\sigma = 217,95\text{MPa}$  [8].

Por forma a colocar as fitas metálicas, realizaram-se cinco furos, que atravessavam a totalidade da profundidade do murete, dispostos de acordo com a figura 2.29-1. Em seguida foram colocadas as fitas em três níveis horizontais, injectada uma calda de cimento a uma relação água/cimento = 0,4 e realizadas almofadas de argamassa à saída dos furos do murete, como ilustra a figura 2.29-2 [8].



O sistema e método de ensaio de compressão axial utilizado é idêntico ao utilizado por F. Pinho, no primeiro trabalho apresentado, tendo a sua descrição sido feita previamente. Após a realização do ensaio, obteve-se uma resistência máxima de 253,3 kN, que corresponde a uma tensão máxima de 0,79MPa e um deslocamento de 13,2mm. Em seguida apresenta-se o diagrama força-deslocamento do murete M45 na figura 2.30, em que a linha tracejada a vermelho representa os 75% da força máxima, ou seja, aproximadamente 190kN [8].

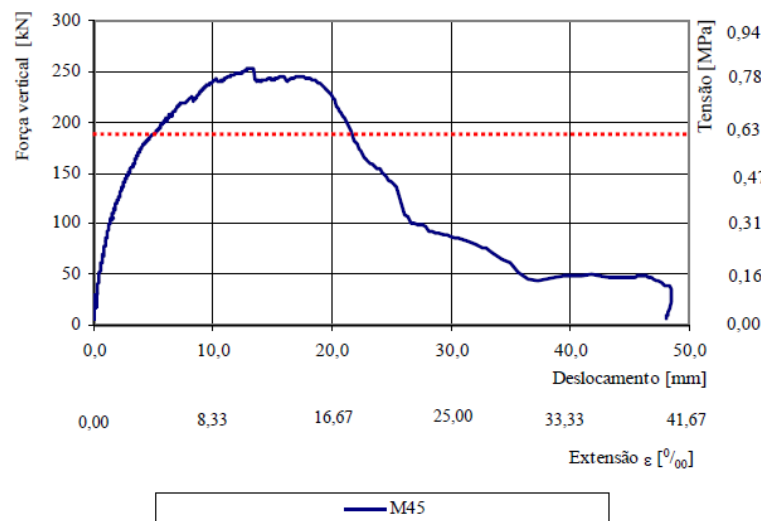


Figura 2.30 – Diagrama força-deslocamento do murete M45 [8]

Num outro ensaio, realizado na Universidade do Minho, os autores construíram três modelos com as dimensões de 60x30x110cm<sup>3</sup>. Eram formados por três panos em alvenaria de pedra: os dois panos exteriores eram constituídos por um granito de

Mondim de Basto com 10cm de espessura, sob a forma de pedras prismáticas de geometria irregular e resistência média à compressão de 52.2MPa; e o pano interior era preenchido por pedras achatadas de pequena dimensão, fig. 2.31.

Nos três panos foram realizadas juntas com uma argamassa à base de cal aérea hidratada e metacaulino de resistência média à compressão aos 90 dias de idade de 2,2MPa [17, 25].

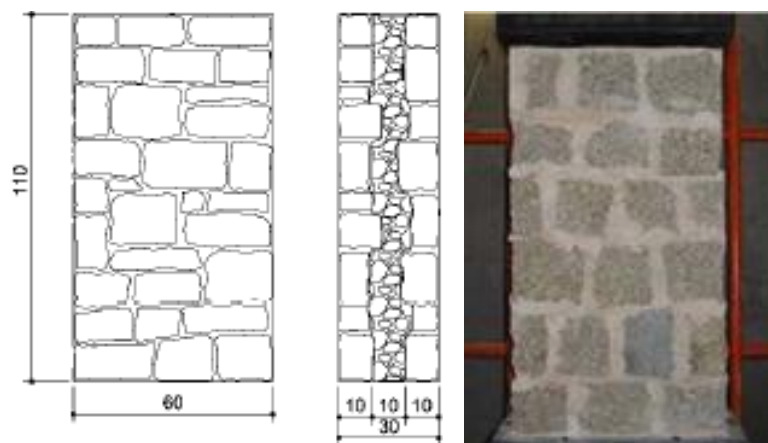


Figura 2.31 – Dimensões médias dos muretes e exemplo real [17, 25]

As paredes foram ensaiadas à compressão uniaxial sob carga monotónica utilizando um pórtico com capacidade para aplicação de uma força de 2 MN, fig. 2.32. Todos os ensaios foram realizados com controlo de deslocamentos com uma velocidade de 3  $\mu\text{m/s}$ . Para a medição dos deslocamentos das paredes foram utilizados dez transdutores (LVDTs), de modo a obter-se o comportamento pós-pico das paredes, facto relevante na resposta estrutural de edifícios de alvenaria [17, 25].



Figura 2.32 – Sistema de ensaio [17, 25]

Após os ensaios, os autores chegaram aos resultados da tabela 2.3:

Tabela 2.3 – Resistência à compressão e módulo de elasticidade das paredes [17, 25]



Parede	Resistência à compressão $\sigma_{max}$ [MPa]	Módulo de elasticidade $E_{[30\%-60\%]}$ [GPa]
1W1	2.4	0.75
1W2	1.7	-
2W1	1.4	0.70
<b>Média</b>	1.8 (26%)*	0.72 (5%)*

\*Os coeficientes de variação são apresentados entre parêntesis.

As curvas de tensão-extensão das paredes, fig. 2.33, apresentam um comportamento semelhante entre si e são caracterizadas pela existência de duas zonas de degradação de rigidez. A primeira ocorre a um nível de tensão de cerca de 0.6MPa que, segundo os autores, poderá estar relacionado com a separação inicial dos panos externos, e a segunda próximo da tensão de pico. Contudo, na parede 1W2 a separação dos panos externos parece acontecer para um nível de tensão mais elevado, optando o autor por não incluir esta parede no cálculo do módulo de elasticidade por apresentar um comportamento atípico relativamente às outras paredes [17, 25].

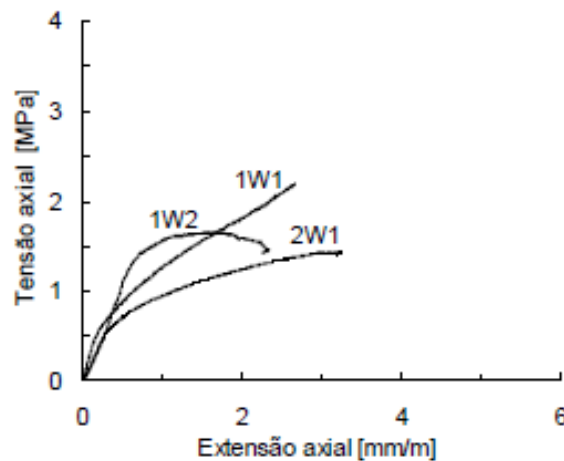
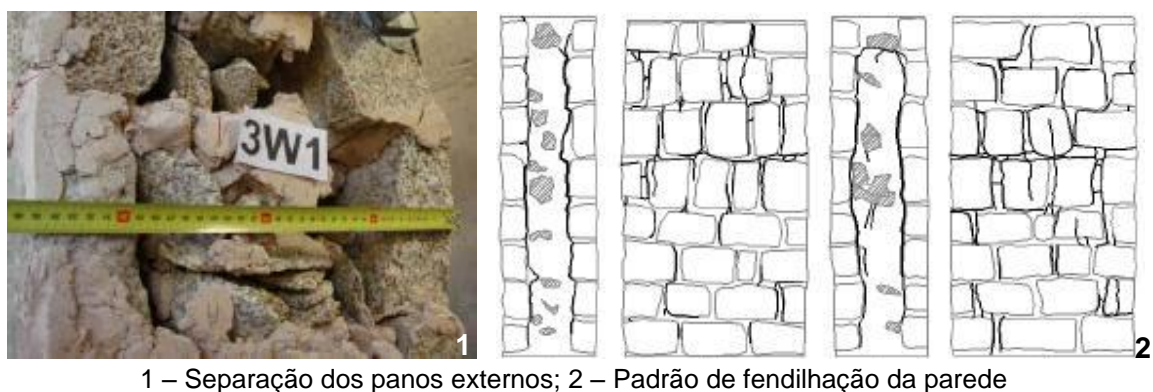


Figura 2.33 – Curvas tensão-extensão [17, 25]

No final do ensaio, observaram-se os seguintes acontecimentos: a separação completa dos panos externos do interno nas faces transversais da parede, fig. 2.34-1; o padrão de fendilhação dos paramentos constituído por fendas verticais que atravessam as juntas e excepcionalmente algumas pedras, destacando-se sobretudo as fendas horizontais correspondentes às rótulas do mecanismo de colapso, fig. 2.34-2 [17, 25].



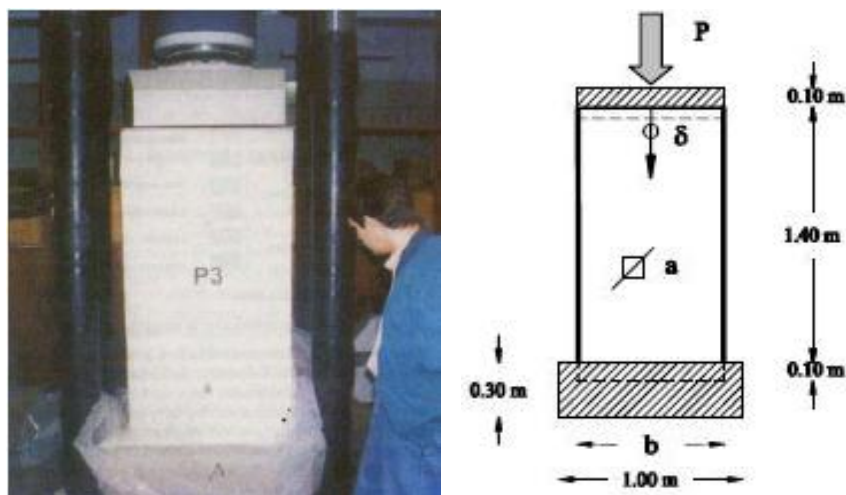
1 – Separação dos panos externos; 2 – Padrão de fendilhação da parede

Figura 2.34 – Parede 3W1 no final do ensaio [17, 25]

Os autores concluíram que, dada a grande diferença entre o pano externo e interno em termos de capacidade de carga, a maior parte da carga é transmitida pelos panos externos.

Ainda na Universidade do Minho, noutro ensaio, José Ramos construiu três provetes de alvenaria de pedra argamassada, com fragmentos de tijolo incorporados, retirados de uma parede de empena, com uma secção em planta, aproximadamente quadrada. Aplicou-se uma camada superficial de cor branca que pode dificultar a visualização dos resultados.

O ensaio foi realizado através da aplicação de uma força de compressão monotónica até à rotura, sendo as deformações registadas através de transdutores colocados nos provetes, fig. 2.36 [22].



1 – Provede de alvenaria de pedra no sistema de ensaio; 2 – Esquema do sistema de ensaio

Figura 2.35 – Ensaio de compressão axial de J. Ramos [22]

No final dos ensaios realizados nos provetes de alvenaria de pedra, o autor obteve os resultados apresentados na tabela 2.4

Tabela 2.4 – Dimensões e resultados dos provetes das paredes em alvenaria de pedra utilizados no ensaio realizado por J. Ramos [22]

Provete	Provetes em alvenaria de pedra [m]			Força Máxima [kN]	Resistência à compressão [kPa]
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>A</i>		
<b>P1</b>	0,72	0,72	0,52	458,0	0,88
<b>P2</b>	0,71	0,79	0,56	474,0	0,85
<b>P3</b>	0,71	0,79	0,56	455,0	0,81

Para além da tabela anterior apresentam-se os diagramas força-deslocamento relativos aos provetes de alvenaria de pedra ensaiados (P1, P2, P3), fig. 2.36.

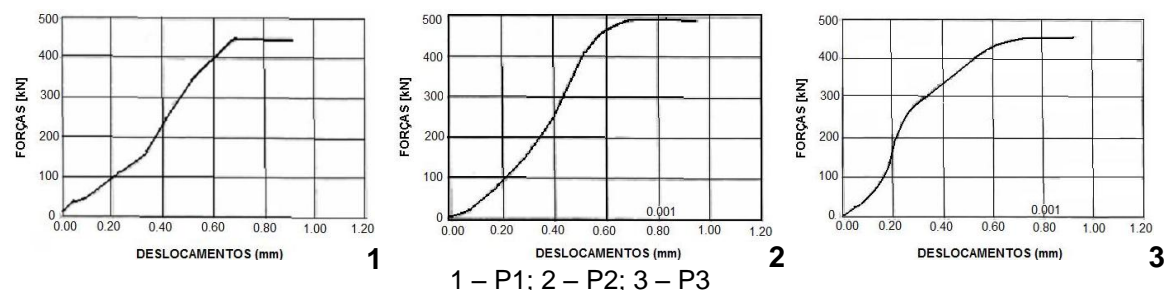


Figura 2.36 – Curvas de comportamento força-deslocamento dos provetes [22]

Através dos diagramas força-deslocamento, e considerando a inclinação da parte linear das curvas de comportamento, José Ramos concluiu que o valor do módulo de elasticidade médio ( $E$ ) das paredes de alvenaria de pedra é igual a  $E = 1,0\text{GPa}$  [22].

No panorama internacional, Valluzzi *et al* realizaram ensaios na Universidade de Pádua utilizando modelos experimentais constituídos por três paramentos, fig. 2.37-1, sem utilização de perpianhos. Utilizaram uma pedra da zona de Cugnano ( $\sigma_{max} = 164\text{MPa}$ ), localizada no nordeste de Itália, para os paramentos exteriores, enquanto o núcleo era composto por argamassa e desperdícios da pedra utilizada sem ser compactado para haver uma certa quantidade de vazios.

Os modelos experimentais possuíam  $50 \times 80 \times 140\text{cm}^3$ , fig. 2.37-2, e, de forma a facilitar o transporte e distribuição da carga durante o ensaio, foram construídos dois lintéis de betão com 20cm de altura nas zonas superiores e inferiores do modelo [27].



1 - Alguns dos modelos após a sua construção; 2 - Dimensões dos modelos experimentais

Figura 2.37 – Modelos experimentais utilizados no ensaio de compressão axial [27]

Testaram-se oito modelos experimentais a um ensaio de compressão uniaxial após 28 dias de cura, utilizando uma máquina Amsler de 10MN com carga monotónica sob controlo de força, fig. 2.38.

Foram colocados seis transdutores de modo a controlar os deslocamentos, em que dois W20 e dois W10 (20 e 10mm de máxima deformação respectivamente) foram colocados nas faces principais da parede, de forma a controlar as respectivas deformações verticais e horizontais. Os outros dois transdutores W10 foram colocados nas secções transversais. As cargas aplicadas e as correspondentes deformações foram controladas com uma frequência de 5Hz [27].



Figura 2.38 – Sistema de ensaio adoptado no trabalho de investigação realizado por M. Valluzzi [27]

Após os ensaios foram obtidos os resultados de resistência à compressão entre 0,99 e 1,97MPa, podendo o valor de 0,99MPa ser desprezado devido à grande diferença

relativamente aos valores apresentados pelas restantes paredes ensaiadas. Contudo, entre 0,55MPa e 1,09Mpa foi evidente o aparecimento de fissuras e fendas.

Os autores obtiveram um valor médio de 1700MPa para o módulo de elasticidade, calculado entre os 30% e os 60% da máxima resistência, tabela 2.5.

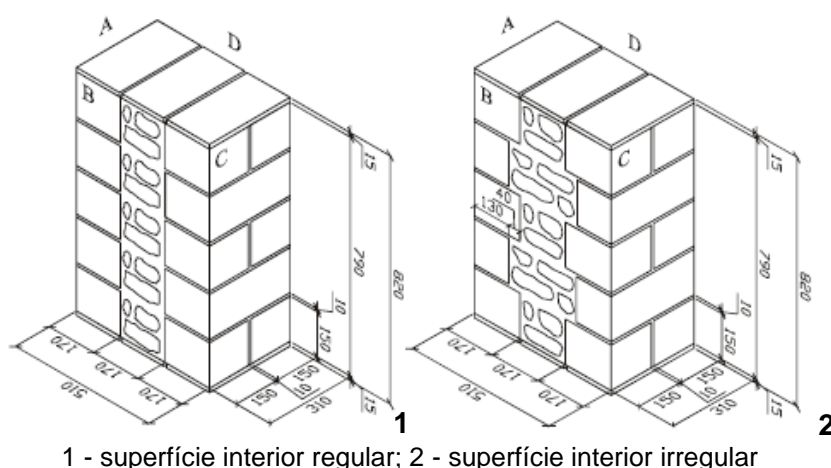
Os valores das deformações máximas verticais (dispositivo positivo) e horizontais (dispositivo negativo) foram semelhantes variando entre 0,2‰ e 6,5‰. As fendas tiveram uma tendência vertical ou sub-vertical, conforme esperado para forças de compressão, e encontravam-se em maior número nas secções transversais entre os diferentes paramentos. O colapso ocorreu pela separação dos paramentos e consequente expulsão para fora do plano [27].

Tabela 2.5 – Resultados dos ensaios realizados nas paredes de alvenaria de pedra [27]

Parede	Resistência à compressão $\sigma_{max}$ [MPa]	Módulo de elasticidade $E_{[30\%-60\%]}$ [MPa]
5I1	1,45	2390
6I1	1,95	2029
1I2	1,97	1450
8I2	1,91	1559
2T	1,95	1504
9T	1,65	2058
3R	0,99	-
7R	1,5	18,63

Um outro ensaio realizado em Itália mas no Politécnico de Milão, visava avaliar a resistência à compressão de uma parede de pedra irregular de três paramentos. A interface interior dos paramentos exteriores variava sendo que num caso eram pedras regulares contínuas e noutra eram regulares descontínuas, fig. 2.39.

Estes dois tipos de parede foram construídos com dois tipos de pedra diferente: no primeiro tipo de modelo foi utilizada uma pedra calcária Noto proveniente da zona de Sicília, Itália, e no segundo tipo de modelo foi utilizada uma pedra arenosa Serena oriunda da zona de Florença, Itália [2].



1 - superfície interior regular; 2 - superfície interior irregular

Figura 2.39 – Dimensões dos modelos em mm [2]

Os autores *Binda e Saisi* ensaiaram quatro modelos experimentais, sendo um de cada tipo (combinação pedra/ligação). No entanto, a carga máxima suportada pelos modelos Serena ultrapassam a capacidade da máquina utilizada e a carga máxima utilizada foi de 2380kN. Os resultados obtidos apresentam-se na tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Resultados obtidos após o ensaio à compressão [2]

Modelo	Tipo de pedra	Tipo de ligação	Carga de pico [kN]	$\sigma_{max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_p$ [10 <sup>-3</sup> ]	$E$ [N/mm <sup>2</sup> ]
NS3	Noto	Regular	913	5,8	3,5	1770
SS3	Serena		>2380	>15,1	>5,2	2940
NO3	Noto	Irregular	1013	6,4	4,1	2085
SO3	Serena		>2380	>15,1	>5,9	2725

No diagrama de tensão-deformação, fig. 2.40 é possível constatar a evolução do ensaio para os modelos constituídos pela pedra Noto. Em relação aos modelos em que os autores utilizaram a pedra Serena, tal como mencionado atrás, a sua resistência ultrapassava a carga máxima aplicada pela máquina não sendo possível observar um pico de resistência.

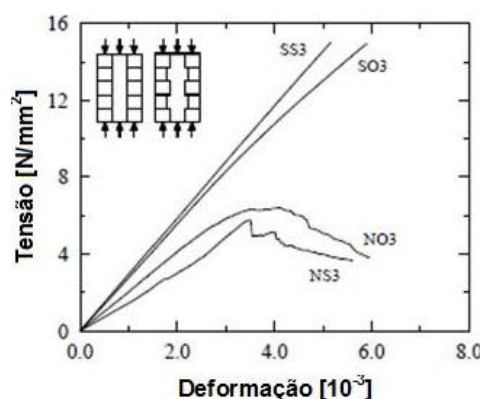


Figura 2.40 – Diagrama tensão-deformação para o ensaio de compressão axial [2]

Após os ensaios podemos constatar que o modelo Noto com interface interna irregular possui uma resistência superior de 10%, bem como um comportamento menos frágil que o modelo Noto regular.

O modelo NS3 colapsou devido a várias fendas nos paramentos exteriores, permanecendo o paramento interior sem danos. O modelo NO3 apresentou fendas mais graves e difusas nos paramentos exteriores e várias fendas verticais no paramento interior para a carga máxima. No modelo SO3 foi possível observar o aparecimento de algumas fendas no paramento interior apesar de não se ter atingido a carga máxima [2].

Ainda em Itália, Corradi *et al* recolheram material de oito edifícios diferentes do centro urbano de algumas localidades da zona italiana dos Apeninos e construíram quinze painéis de dois panos sem ligação entre si e de espessuras diferentes. No entanto, apenas irá ser feita referência a seis, uma vez que são os únicos que se inserem no contexto do trabalho [6].

Foram recolhidos diferentes tipos de pedra, tais como rocha calcária branca ( $\sigma_{\max}=36,445\text{MPa}$ ), rocha calcária rosa ( $\sigma_{\max}=57,475\text{MPa}$ ) e travertino ( $\sigma_{\max}=3,244\text{MPa}$ ) tendo-se construído um modelo com as dimensões  $90\times 180\text{cm}^2$  para o ensaio de compressão vertical e cinco modelos com as dimensões  $120\times 120\text{cm}^2$  para o ensaio de compressão diagonal [6].

O ensaio de Compressão Vertical foi efectuado no painel **P-C-15-OR** e tratou-se de um ensaio não destrutivo, dividido em três ciclos de carga e descarga atingindo valores máximos de tensão de compressão vertical de 0.1MPa, 0.2MPa e 0.3MPa. O mecanismo de ensaio era composto por dois pratos metálicos posicionados por cima do painel e por dois macacos hidráulicos colocados em paralelo entre os pratos, de forma a permitir que o painel estivesse submetido a uma uniforme distribuição das cargas compressivas. O primeiro prato foi posicionado por cima dos dois macacos hidráulicos e ligado de forma rígida por oito hastes de aço até à base do painel, onde dois elementos metálicos foram ancorados a cada lado da parede de alvenaria de pedra. O segundo prato foi posicionado por baixo dos dois macacos hidráulicos e assentava directamente numa camada de argamassa do painel. Durante o ensaio, os dois macacos comprimiram os dois pratos, e o primeiro prato esteve impedido de se mover por translação actuando como uma base para os macacos, que comprime o painel através do segundo prato. Foram colocados três transdutores indutivos verticais nas faces frontal e posterior do painel, e um transdutor indutivo horizontal na zona central de cada face lateral do painel, fig. 2.41 [6].



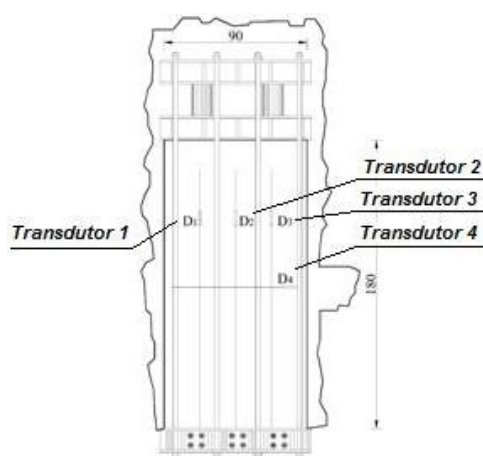
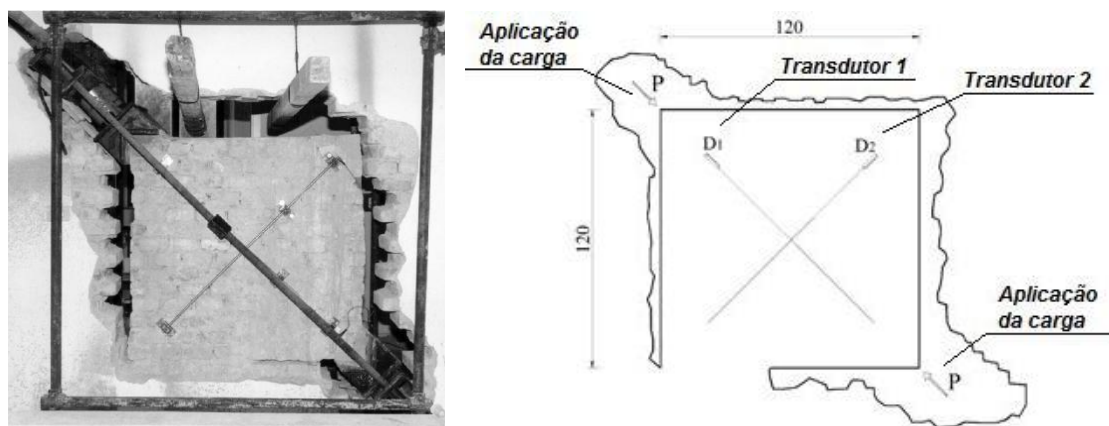


Figura 2.41 – Posicionamento dos transdutores indutivos em ambas as faces do painel para o ensaio de compressão vertical [6]

O ensaio de Compressão Diagonal foi efectuado nos restantes cinco painéis. Os painéis mantiveram-se ancorados ao resto da parede de alvenaria de pedra através da superfície inferior horizontal. As restantes superfícies e uma parte da quarta foram cortadas e isoladas do resto da parede de alvenaria, fig. 2.42-1.

O mecanismo de ensaio era composto por um conjunto de elementos metálicos fixos a dois cantos na diagonal do painel e colocou-se um macaco hidráulico num dos cantos entre dois elementos metálicos. Por um lado, estes elementos permitiram actuar directamente no canto do painel e ao mesmo tempo serviram de ligação rígida a um elemento análogo colocado no canto oposto. Através desta ligação rígida, o macaco apenas exerceu a força de compressão segundo esta diagonal. Ambas as diagonais do painel foram instrumentadas nos dois lados com transdutores indutivos perfazendo um total de quatro unidades, fig. 2.42-2. Após a montagem do ensaio, este deu-se por ciclos de carga e descarga, no valor de 10KN até ao ponto de rotura. Durante o ensaio os autores tiveram um particular cuidado com a distribuição de cargas nos cantos, a fim de evitar uma excessiva concentração de esforços nesses locais [6].



1 – Exemplo real do ensaio; 2 – Posicionamento dos transdutores indutivos

Figura 2.42 – Esquema do ensaio de compressão diagonal [6]



Após os ensaios efectuados obtiveram-se os resultados apresentados nas tabela 2.7 e 2.8, e nas figuras 2.43 e 2.44.

### Compressão Vertical

Tabela 2.7 – Resultados obtidos no ensaio de compressão vertical [6]

Modelo	Dimensões	Tipo de pedra	$E$ (MPa) 1º ciclo	$E$ (MPa) 2º ciclo	$E$ (MPa) 3º ciclo	$\sigma_{MAX}$ (MPa)
P-C-15-OR	90x180x48	Calcário Travertino misturado com calcário branco e rosa	471	766	415	0,22

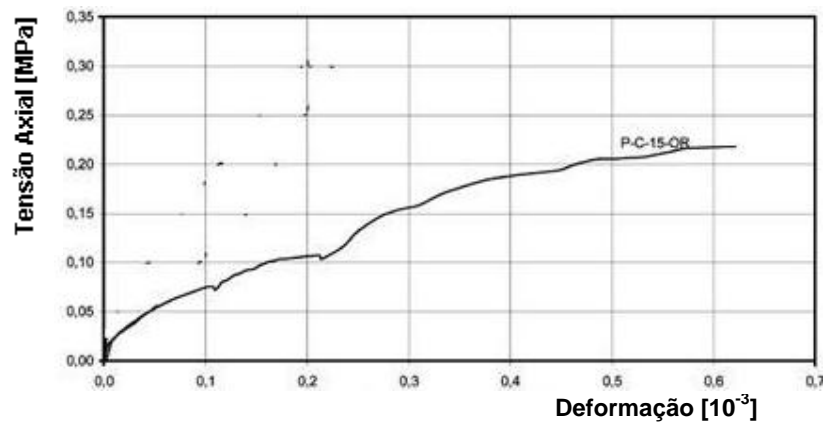


Figura 2.43 – Diagrama tensão-deformação do ensaio de compressão vertical (adaptado de [6])

### Compressão Diagonal

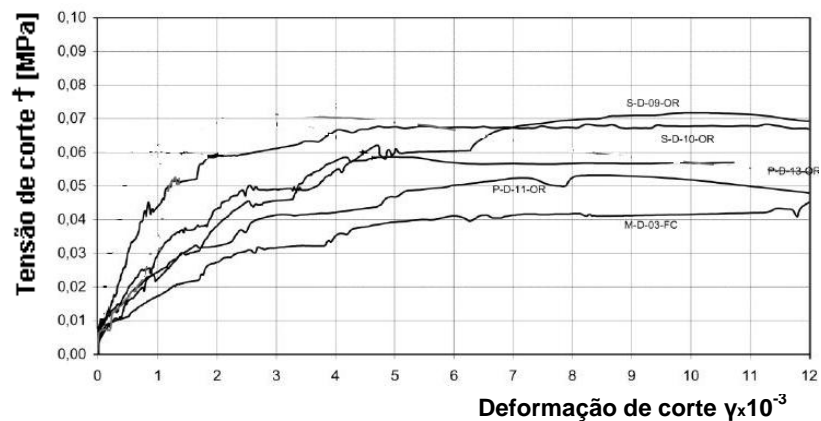


Figura 2.44 – Diagrama tensão-deformação do ensaio de compressão diagonal (adaptado de [6])

Tabela 2.8 – Resultados obtidos no ensaio de compressão diagonal [6]

Modelo	Dimensões	Tipo de pedra	P <sub>max</sub> (kN)	† <sub>diag</sub> (MPa)*	G <sub>1/3</sub> (MPa)**	Y <sub>1/3</sub> ×10 <sup>-3</sup>
M-D-08-OR	120x120x57-58	Calcário branco	45,8	0,047	19	0,824
S-D-09-OR	120x120x40		48,96	0,072	25	0,942
S-D-10-OR	120x120x70		80,93	0,068	60	0,37
G-D-11-OR	120x120x57-58	Calcário rosa	51,14	0,053	26	0,642
P-D-13-OR	90x180x48	Calcário Travertino misturado com rocha calcária branca e rosa	47,66	0,059	37	0,533

\* T<sub>diag</sub> – Tensão de corte nominal; \*\*G<sub>1/3</sub> - Módulo de elasticidade de corte a 1/3 da carga máxima

Através dos resultados verificam-se variações nas resistências à compressão devido às características das rochas que constituíram as paredes e a espessura que cada uma possuía [6].

Num outro ensaio, os autores pretenderam reproduzir, da melhor forma possível, modelos experimentais característicos do Sul de Itália, mais concretamente da zona de Nápoles. Para tal foi consultada bibliografia e efectuada pesquisa no terreno, tendo-se decidido construir paredes de dois paramentos constituídas por blocos de rocha tufa ( $\sigma_{\max}=2,1\text{MPa}$ ) característica daquela região e argamassa à base de cal ( $\sigma_{\max}=2,0\text{MPa}$ ), com as dimensões de 1570x1480x530mm<sup>3</sup>, fig. 2.45. Os painéis foram construídos por fiadas de rocha alternadas, de modo a não sobrepor totalmente as rochas mas mantê-las antes desencontradas, ficando o seu interior preenchido por argamassa e restos de rocha tufa [16].

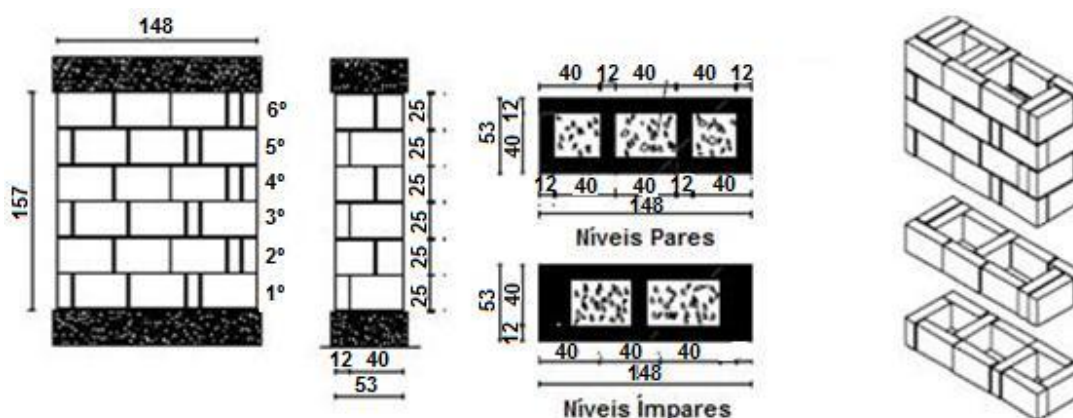


Figura 2.45 – Dimensões e arranjo das fiadas dos painéis de alvenaria de pedra [16]

O ensaio realizado à compressão axial foi levado a cabo controlando os deslocamentos através do uso de dois macacos hidráulicos (capacidade de tensão de 250kN e de

1000kN em compressão), fig. 2.46. Os deslocamentos verticais e horizontais foram medidos através de transdutores (LVDTs) colocados em ambas as faces, respectivamente a um terço de altura e a um terço de espessura do painel. Os autores deram por terminado o ensaio quando ocorreu uma perda de carga de 20%, surgindo uma fenda típica através das juntas que foi induzida pelas diferentes deformabilidades da argamassa e da rocha [16].



Figura 2.46 – Sistema de ensaio de compressão axial adoptado por Marcari [16]

Após a realização do ensaio obteve-se uma resistência máxima de  $\sigma_{max}=1,6\text{MPa}$ , fig.2.47, que é um valor inferior a qualquer um dos seus constituintes (rocha e argamassa). Isto deve-se a vários factores, tais como a textura e forma das pedras, fracas qualidades mecânicas dos materiais e fraca qualidade dos operários, que fazem com que a parede não tenha a melhor resposta face a acções actuantes [16].

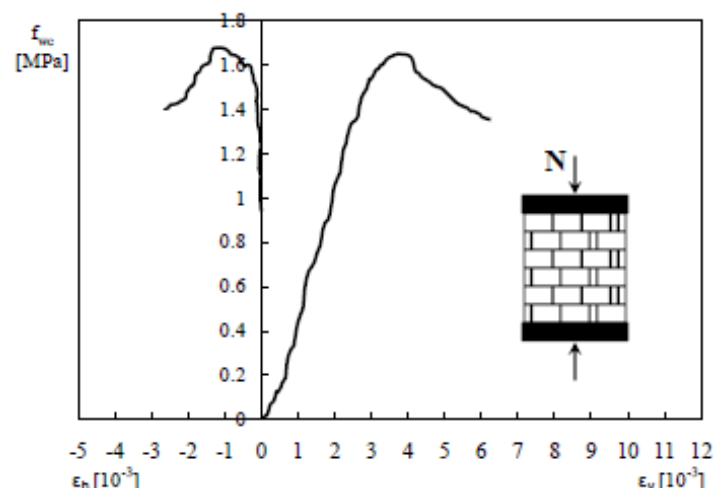


Figura 2.47 – Diagrama de tensão-deformação do ensaio de compressão axial nas paredes de alvenaria de pedra [16]

Na figura 2.47 também é visível que até cerca de 50% da carga de pico, a alvenaria encontra-se num estado de relativo comportamento linear relativamente a tensões de compressão vertical.

Depois deste valor, a parede experimenta uma degradação da rigidez devido à fissuração vertical. Após o valor de pico, a tensão vertical diminui com aumento da carga aplicada tendo-se verificado um comportamento de fraca resistência típica de materiais semi-fragéis. Durante a fase de carga o rácio entre a deformação horizontal ( $\epsilon_h$ ) e vertical ( $\epsilon_v$ ) é afectado pelo aparecimento das fendas. Assim sendo, os autores concluíram que até um valor de 50% da resistência máxima,  $\sigma_{max}$ , poder-se-á fazer uma aproximação a um comportamento elástico linear, visto que o rácio do coeficiente de Poisson se mantém relativamente constante. Mediante esta aproximação, os autores chegaram a um valor médio do módulo de elasticidade de  $E = 630\text{MPa}$  [16].

Noutro ensaio realizado na Eslovénia, os autores construíram várias paredes de alvenaria de pedra num laboratório, mas apenas três foram ensaiadas à compressão. As paredes foram construídas com dois panos e dimensões de  $100 \times 50 \times 110\text{cm}^3$  utilizando arenito e preenchido na interface de contacto dos dois panos por material desagregado e por argamassa de cal e areia com uma resistência à compressão de  $2,11\text{MPa}$ . Depois de construída, a parede foi salpicada com argamassa de cal e pintada de branco, e de acordo com o autor este processo iria tornar mais fácil a visualização da propagação das fendas durante o ensaio. O modelo experimental foi construído numa base de betão armado para suportar a alvenaria, e colocada uma viga metálica no topo para uma melhor distribuição das cargas durante o ensaio, fig. 2.48 [26].



Figura 2.48 – Parede de alvenaria de pedra no ensaio de compressão axial realizado por Tomazevic [26]

Antes dos ensaios, todos os modelos experimentais foram instrumentados com transdutores (LVDT's) para medição dos deslocamentos registados.

No final do ensaio, os autores chegaram aos valores apresentados na figura 2.49 e tabela 2.9.

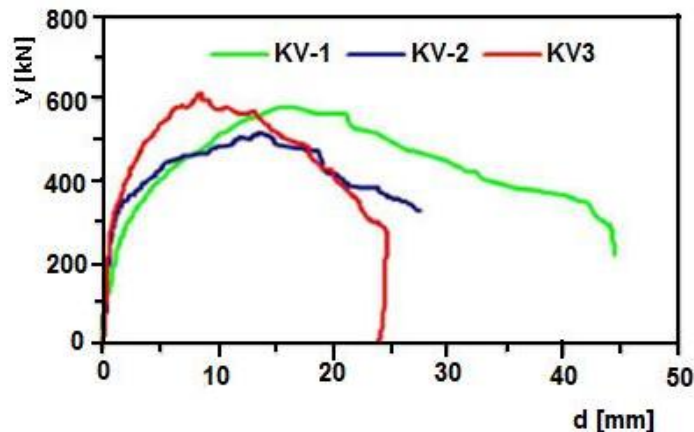


Figura 2.49 – Diagrama de força-deslocamento dos ensaios de compressão axial [26]

Tabela 2.9 – Resultados do ensaio de compressão vertical e características mecânicas das paredes [26]

Parede	$V_{max}$ [kN]	$\sigma_{max}$ [MPa]	E [MPa]	$\epsilon_{V,max}$ [‰]	$\epsilon_{H,max}$ [‰]
KV-1	583	1,21	539	37	70
KV-2	516	0,98	853	26	26
KV-3	613	1,23	989	21	69

$V_{max}$  – Carga vertical máxima;  $\epsilon_{V,max}$  – deformação vertical máxima;  $\epsilon_{H,max}$  – deformação horizontal máxima na direcção da espessura da parede

De acordo com os autores, a diferença dos resultados, relativamente às características mecânicas, entre as paredes ensaiadas deve-se à inevitável não homogeneidade das construções de alvenaria de pedra. Contudo, esses valores estão em conformidade com os valores de referência obtidos em ensaios *in situ* em paredes de alvenaria de pedra do mesmo tipo [26].

### Ensaio *in situ*

Os trabalhos apresentados em seguida, correspondem a ensaios semi-destrutivos, recorrendo-se à *Técnica dos Macacos Planos*. Esta técnica, apesar de recorrer à furação da alvenaria, considera-se semi-destrutiva, uma vez que os furos que daí resultam não contribuem de forma significativa para a diminuição da resistência mecânica das paredes. Para realizar esta técnica tem que se proceder à furação da alvenaria, habitualmente através do uso de uma serra circular, para se poder introduzir

os macacos. São introduzidos dois macacos na parede em simultâneo e injecta-se óleo até à posição inicial e registam-se os valores obtidos no manómetro. Os valores de tensão são obtidos através destes valores e do conhecimento da área dos macacos utilizados. As deformações são obtidas através do uso de extensómetros. Relacionando as tensões com as deformações obtém-se o módulo de elasticidade.

Num estudo italiano, Gelmi e outros investigadores, levaram a cabo um extenso projecto de pesquisa nos centros urbanos históricos da província de Trento, localizada no Nordeste de Itália, de forma a determinar as características mecânicas das paredes de alvenaria de pedra de fraca qualidade, para posterior aplicação de técnicas de reforço. Foram realizados ensaios *in situ* em larga escala aplicando duas técnicas, a técnica dos macacos planos e uma técnica destrutiva de ensaio à compressão em construções com materiais de fraca qualidade e de grande heterogeneidade [9].

O *Ensaio dos Macacos Planos* foi realizado em dois tipos diferentes de alvenaria, em que o primeiro tipo possuía características mecânicas de razoável qualidade, e o segundo tinha uma fraca qualidade mas sujeito a um estado de tensão mais baixo.

Devido à grande heterogeneidade do tipo de alvenaria, foi necessário recorrer a um disco de aço com diamantes para o corte desta, a fim de obter o estado de tensão e a deformabilidade. Através da colocação do macaco no local onde foi furada a alvenaria, uma porta de entrada e outra de saída permite a pressurização de óleo no interior, de forma a fornecer os resultados das tensões instaladas. A deformação foi determinada através do mesmo método mas colocando dois macacos a 50cm de distância entre si, fig. 2.50 [9].

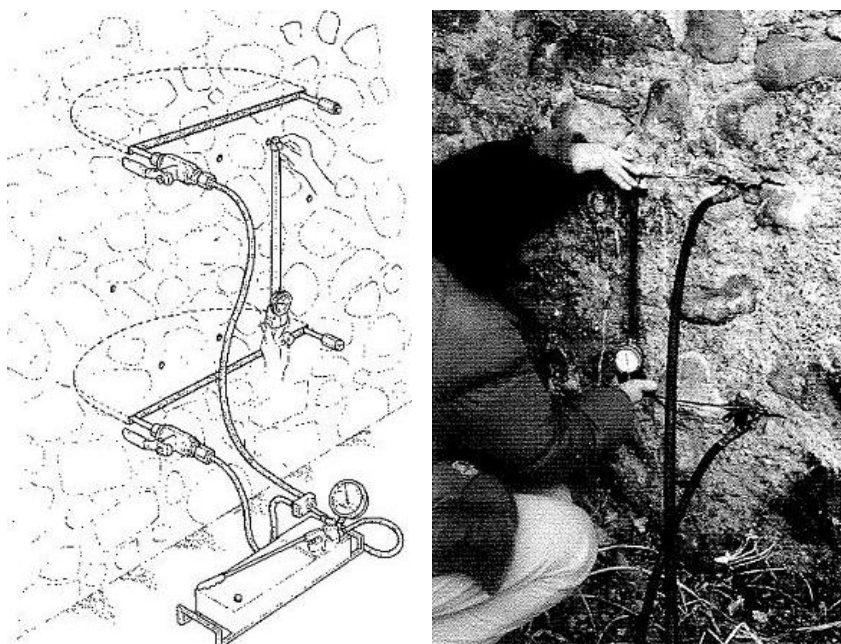
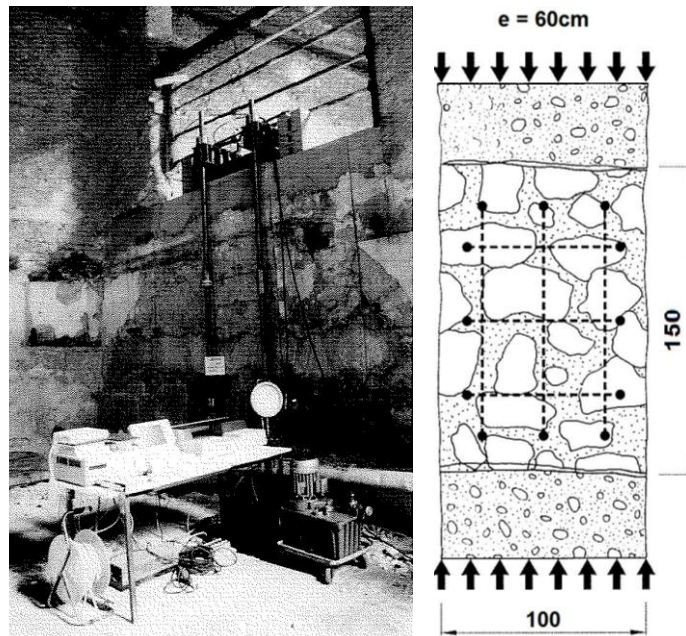


Figura 2.50 – Disposição do ensaio dos macacos planos [9]



No *Ensaio de Larga Escala*, fig. 2.51-1, os autores tiveram necessidade de realizar trabalhos preparatórios muito importantes e delicados, tal como a fase de corte da parede para se adquirir as dimensões necessárias para efectuar o ensaio.

Neste sentido, foi utilizada uma serra de corte especial e obtiveram-se as seguintes dimensões para os painéis  $1500 \times 1000 \times 600 \text{ mm}^3$ , fig. 2.51-2.



1 - Esquema do ensaio; 2 - Dimensões do modelo de alvenaria de pedra

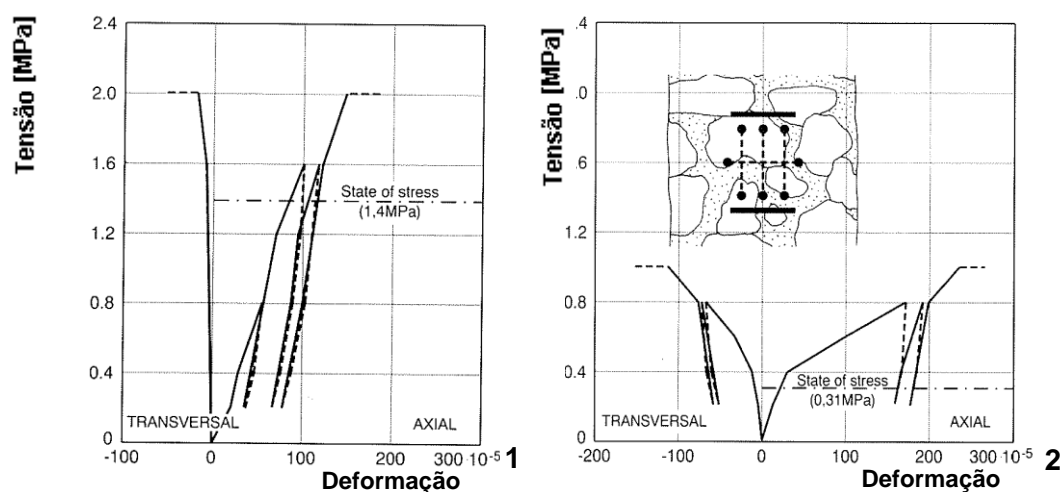
Figura 2.51 – Ensaio de compressão em larga escala [9]

A escolha das dimensões do modelo teriam de preencher vários requisitos, visto que: primeiro havia necessidade de evitar efeitos de escala, e como tal os autores escolheram para menor dimensão (espessura), no mínimo três vezes o valor da máxima dimensão dos blocos de rocha utilizados; segundo os rácios altura/espessura e altura/largura teriam que ter valores que evitassem o efeito de corte, permitindo uma distribuição uniforme das cargas compressivas na zona central da alvenaria.

Para além disto, houve necessidade de construir uma base e um lintel de betão para haver uma zona plana na aplicação das cargas de compressão, de modo a facilitar a distribuição das cargas.

O controlo de deslocamentos foi medido em ambas as faces do painel, em três posições, quer na direcção vertical quer horizontal, visto que eram esperadas irregularidades locais devido à heterogeneidade da alvenaria. Posteriormente, foram medidas deformações no centro da alvenaria na direcção perpendicular ao plano da parede para verificação de fenómenos de encurvadura [9].

Após os ensaios efectuados para a técnica dos macacos planos, os autores obtiveram os resultados apresentados nos seguintes diagramas. No primeiro trata-se de uma alvenaria de melhor qualidade relativamente ao segundo, fig. 2.52.



1 – Alvenaria de qualidade razoável; 2 – Alvenaria de fraca qualidade

Figura 2.52 – Diagramas de tensão-deformação [9]

Relativamente ao ensaio de larga escala, os resultados obtidos superaram as expectativas dos autores, visto que existiam muitas condicionantes no processo. Foram medidos os valores do módulo de elasticidade para dois níveis de tensão, respectivamente 0,0MPa a 0,4MPa ( $E1$ ) e 0,4MPa a 0,8MPa ( $E2$ ). Por motivos de segurança, no segundo painel ensaiado não foi possível medir o valor do módulo de elasticidade, já que os instrumentos de medição tiveram que ser retirados quando se temeu o colapso da alvenaria para o nível de tensão aplicado. Na tabela 2.10 e figura 2.53 apresentam-se os resultados obtidos [9].

Tabela 2.10 – Resultados obtidos em dois painéis de alvenaria de pedra diferentes [9]

Módulo de Elasticidade	Painel A	Painel B
$E1_{[0,0-0,4]}$ (MPa)	490	240
$E2_{[0,4-0,8]}$ (MPa)	240	-
$\sigma$ (MPa)	1	0,6

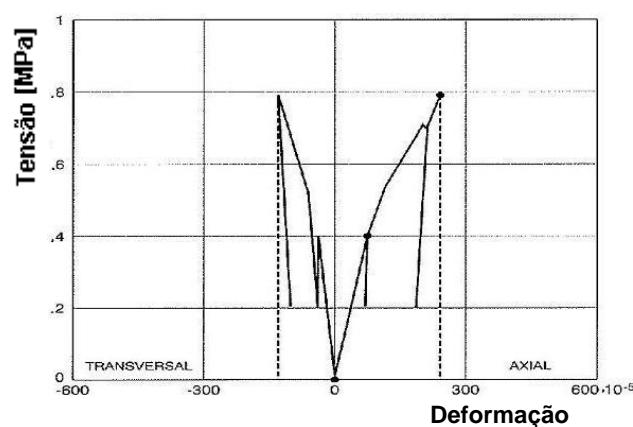


Figura 2.53 – Diagrama de tensão-deformação axial e transversal do painel B [9]



Num trabalho realizado em 2004, Filipe Pagaimo realizou vários ensaios com macacos planos (simples e duplos), de modo a determinar as tensões instaladas, o módulo de elasticidade e a resistência à compressão em paredes de alvenaria antiga, na vila histórica de Tentúgal. As paredes eram principalmente constituídas por alvenaria de calcário com argamassa de cal e areia barrenta.

Foram colocados macacos rectangulares de 400x100 mm<sup>2</sup> e 3mm de espessura, em rasgos abertos por uma rebarbadora e concluídos com um berbequim, com vista a obter a profundidade pretendida [18].

Pagaimo realizou quatro ensaios simples mas apenas considerando os resultados de dois deles, em consequência de nos outros dois se ter observado desagregação das alvenarias, o que impossibilitou a obtenção de resultados relevantes.

O objectivo dos ensaios foi determinar as tensões instaladas na parede, e confrontar as tensões medidas com os valores obtidos por cálculo.

Nos resultados registados com os macacos planos simples para o ensaio simples nº2, obteve-se o diagrama de tensão-deslocamento da fig. 2.54.

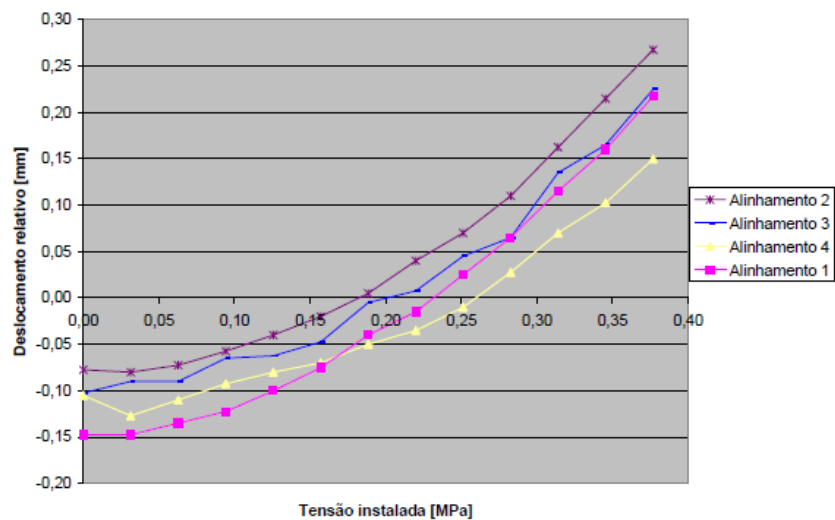


Figura 2.54 – Andamento dos deslocamentos relativos entre miras em função da tensão instalada no ensaio nº2 [18]

No ensaio nº4, realizado de forma semelhante ao anterior, obtiveram-se os resultados apresentados no diagrama da fig. 2.56.

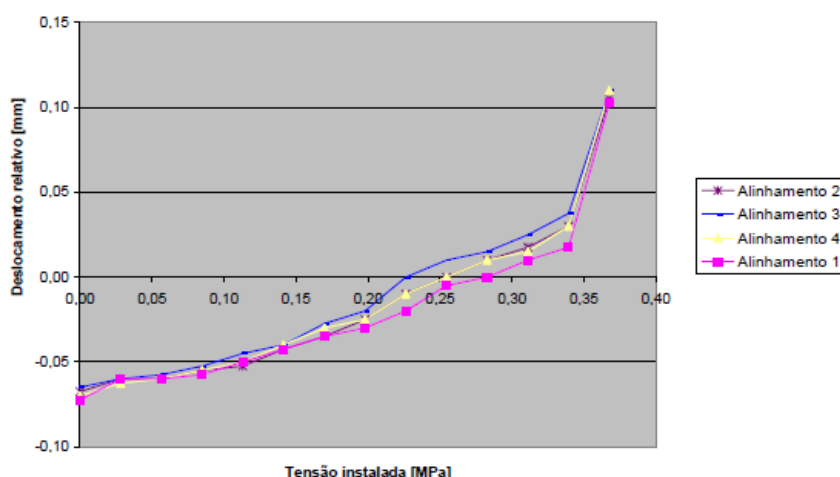


Figura 2.55 – Andamento dos deslocamentos relativos entre miras em função da tensão instalada no ensaio nº4 [18]

Devido à heterogeneidade material e morfológica da alvenaria, não existe uma distribuição uniforme das tensões na secção da parede analisada. Pagaimo obteve um valor médio de tensão instalada de 0,20MPa no ensaio nº2 para os deslocamentos relativos nulos (0mm), e de 0,25MPa para o ensaio nº4, enquanto nos cálculos efectuados estimaram-se tensões de 0,08MPa e 0,15MPa, respectivamente.

O autor apresentou algumas hipóteses para justificar a disparidade de valores, que vieram a ser rejeitadas após ensaios simples adicionais e inspecções com câmara boroscópica [18].

No que diz respeito aos ensaios duplos, foram realizados oito, dois dos quais no seguimento dos dois ensaios simples, porque já existia um macaco instalado na parede, restando apenas instalar um segundo macaco para realizar o ensaio duplo.

Os resultados obtidos apresentam-se na fig. 2.56.

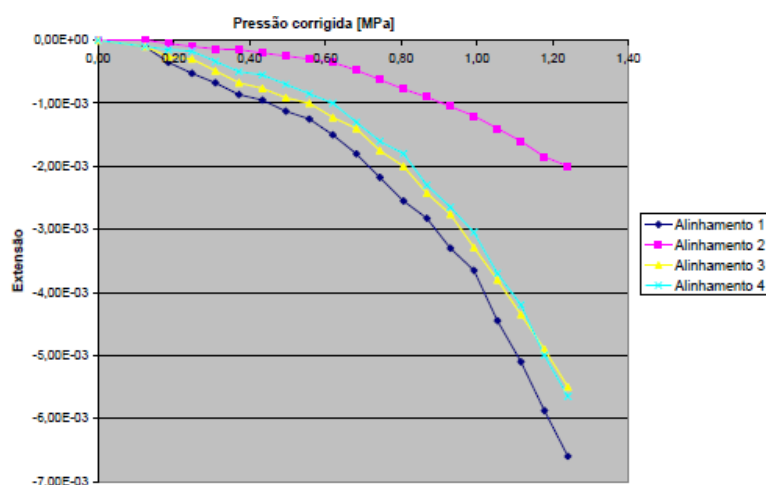


Figura 2.56 – Relações tensão-extensão registadas no ensaio duplo n.º 3 [18]

Obteve-se uma tensão média de rotura da alvenaria de  $\sigma = 1,23\text{MPa}$  e um módulo de elasticidade médio, entre os 30% e 60% da tensão de rotura, de  $E_{30-60\%} = 0,32\text{GPa}$ . Não foi tido em conta o valor do alinhamento 2 por este apresentar um desvio da tendência dos restantes alinhamentos [18]. Nas tabelas seguintes apresenta-se um resumo das propriedades mecânicas estimadas para as alvenarias ensaiadas, na totalidade dos ensaios: valores médios e de cálculo das tensões de rotura à compressão, tabela 2.11 e tabela 2.12; e módulos de elasticidade, tabela 2.13.

Tabela 2.11 – Tensão de rotura à compressão das alvenarias ensaiadas. Valores médios possíveis de adoptar em cálculos posteriores [18]

Ensaio Nº	ID Edifício	$\sigma_{\text{rotura}}$ mínimo [MPa]	$\sigma_{\text{rotura}}$ máximo [MPa]
1	12	0,70	0,80
2	12	0,70	0,85
3	11	1,20	1,25
4	11	0,95	1,00
5	11	1,05	1,25
6	7	1,00	1,10
7	6	0,95	1,05
8	1	0,85	1,10
<b>Valores Médios</b>		<b>0,93</b>	<b>1,05</b>

Tabela 2.12 – Tensão de rotura à compressão das alvenarias ensaiadas. Valores característicos [18]

<b>Valores Médios</b>		<b>Valores Característicos</b>	
Min.	Máx.	Min.	Máx.
0,93 MPa	1,05 MPa	0,65 MPa	0,74 MPa

Tabela 2.13 – Valores do módulo de elasticidade obtidos nos diferentes ensaios duplos realizados. Valores médios finais (adaptado de [18]).

Ensaio Nº	ID Edifício	$E_{30-60\%}$ por Alinhamento				$E_{30-60\%}$ mínimo [GPa]	$E_{30-60\%}$ máximo [GPa]
		1	2	3	4		
1	12	-	0,08	0,09	0,09	0,08	0,09
2	12	-	0,15	0,08	0,12	0,08	0,15
3	11	0,28	-	0,35	0,34	0,28	0,35
4	11	0,20	-	0,59	0,26	0,20	0,59
5	11	0,22	0,42	0,43	0,25	0,22	0,43
6	7	-	0,27	0,22	0,28	0,22	0,28
7	6	0,41	0,53	-	-	0,41	0,53
8	1	0,19	0,61	0,38	-	0,19	0,61
<b>Valores Médios</b>						<b>0,21</b>	<b>0,38</b>

O autor ressalva a possibilidade de ocorrerem roturas localizadas e sucederem mecanismos de desagregação interna, entre outras anomalias observáveis que poderão comprometer a segurança estrutural. Igualmente importante será a informação possível de obter por inspecção visual da alvenaria em causa [18].

Num outro ensaio, desta vez realizado na Universidade do Minho por Lourenço e Gregorczyk, utilizaram-se macacos rectangulares da marca Atkinson-Noland & Associates com as dimensões  $40,6 \times 10,2 \times 0,42 \text{ cm}^3$ . O macaco foi comprimido utilizando um macaco hidráulico manual e os deslocamentos foram medidos através de um medidor Whittemore com uma sensibilidade de  $0,0001 \text{ cm}$ , que podia ser removido [12]. Os autores utilizaram três medidores diferentes com os comprimentos de 11, 25 e 31 cm respectivamente e colocaram pratos quadrados metálicos de  $2,0 \times 2,0 \times 0,2 \text{ cm}^3$  como pontos de medição possuindo cada uma depressão cónica compatível com a extremidade dos extensómetros [12].

Antes de se proceder ao ensaio, todos os pontos de referência foram colados na superfície da alvenaria com uma cola epoxy e utilizaram-se calços múltiplos e simples. As paredes ensaiadas (TW1 e TW2) foram construídas com o mesmo tipo de alvenaria (BLOCOS YTONG), mas com dois tipos de argamassa: argamassa bastarda de cal e cimento para a parede TW1 e argamassa de cal (Weber & Broutin) para a parede TW2, fig. 2.57.

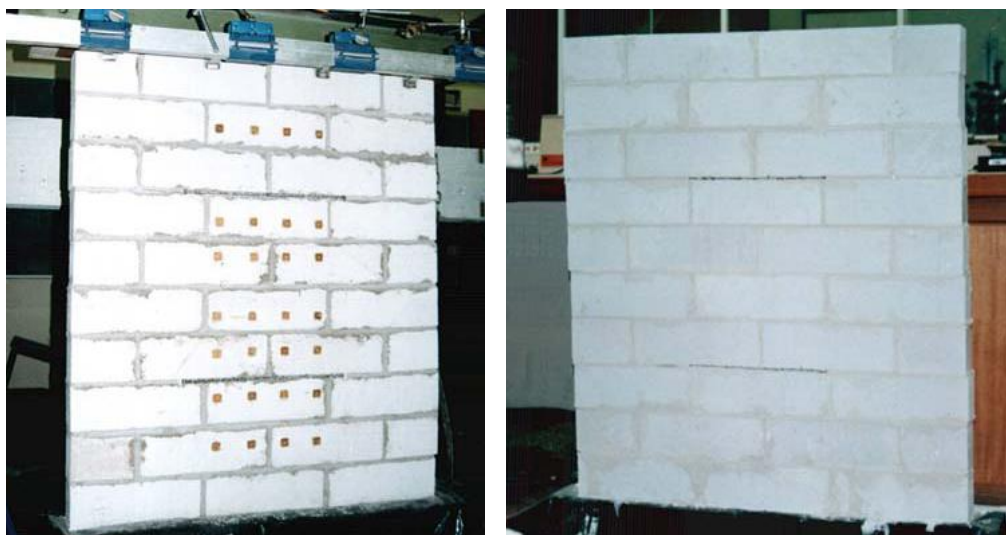


Figura 2.57 – Pontos de referência e ranhuras efectuadas nas paredes de ensaio [12]

A carga foi aplicada no topo da parede por um macaco hidráulico externo e foi distribuída por um elemento metálico rígido em toda a largura da parede. A célula de carga foi colocada entre o macaco e o elemento metálico. Os autores realizaram três ensaios diferentes de tensão nas duas paredes, e executaram a primeira ranhura, em

parte por um berbequim, e depois por uma rebarbadora. Comprovou-se que o uso do berbequim para a furação das ranhuras não era o mais adequado e realizaram-se as restantes ranhuras através da rebarbadora, fig. 2.58. Adoptaram-se quatro pares de referência, seguindo as normas ASTM (ensaio nº2) e RILEM (ensaio nº3) [12].



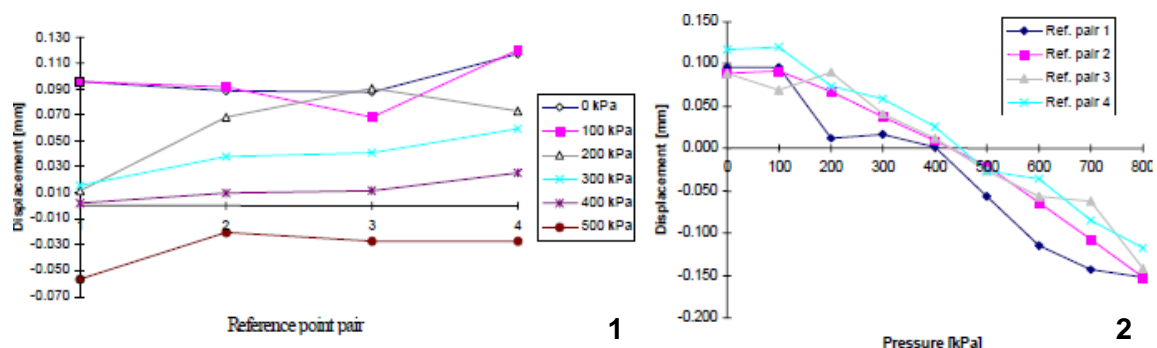
1 – Uso do berbequim; 2 – Uso da rebarbadora

Figura 2.58 – Execução de rasgos para inserção dos macacos [12]

Por ter sido realizada a furação das ranhuras através do uso do berbequim, a área de contacto entre o macaco e a alvenaria na primeira ranhura era pouca sendo o ensaio ignorado e apenas considerados os resultados da segunda e terceira ranhuras [12].

No intervalo de tensão entre 0kPa e 100kPa, as distâncias entre os pares dos pontos de referência 1, 2, 4 eram praticamente as mesmas, fig. 2.59-1.

Os autores indicam que possivelmente não houve contacto entre o macaco e a alvenaria para este valor de pressão. A tensão máxima de compressão atingida é visível no diagrama quando se atinge um valor de deslocamento nulo e esse valor fixou-se em  $\sigma_f = 420\text{kPa}$ , fig. 2.59-2. Os resultados obtidos no ensaio nº3 são semelhantes ao ensaio nº2 pelo que apenas são apresentados os diagramas referentes ao ensaio nº2. Neste caso, a tensão de compressão obtida foi de 400kPa [12].



1 – Deformações para diferentes níveis de pressão;  
2 – Tensão-Deformação para cada par de pontos de referência

Figura 2.59 – Resultados do ensaio nº2 [12]

Os valores de tensão obtidos são semelhantes e apresentam um erro de +22% (ensaio nº2) e +18% (ensaio nº3). Estes valores estão dentro do intervalo esperado para os padrões, e os erros obtidos são razoáveis representando uma informação valiosa para um projectista para aplicação em construções históricas [12].

### 2.2.3. Resumo dos resultados

De modo a relacionar os resultados, apresentam-se duas tabelas resumo: a tabela 2.14 relativa a ensaios de Compressão Axial, e a tabela 2.15 relativa a ensaios *In Situ*.

Foi dado destaque a factores como a tipologia, a força máxima aplicada e a tensão de compressão máxima registada (valores médios sempre que possível). A análise destes resultados irá ser tratada num capítulo mais adiante quando se proceder à realização das respectivas conclusões.

Tabela 2.14 – Tabela resumo relativa aos ensaios laboratoriais

Autor	Tipologia	Parede	Força Máxima [kN]	$\sigma_{max}$ [MPa]
F. Pinho [19]	1 pano	-	136,73	0,43
M. Fonseca [8, 19]	1 pano	M45	253,30	0,79
D. Oliveira, P. B. Lourenço, R. Silva [17, 25]	3 panos s/ ligação	-	330,00	1,83
J. Ramos [22]	-	-	462,33	0,83
M. Valluzzi, F. da Porto, C. Modena [27]	3 panos s/ ligação	-	668,5	1,67
L. Binda, A. Saisi [2]	3 panos s/ ligação com junta regular	NS3	913,00	5,77
		SS3	2380,00	15,05
	3 panos s/ ligação com junta irregular	NO3	1013,00	6,41
		SO3	2380,00	15,05
M. Corradi, A. Borri, A. Vignoli [6]	2 panos s/ ligação	P-C-15-OR	95,04	0,22
G. Marcari <i>et al</i> [16]	2 panos s/ ligação	-	1255,04	1,60
M. Tomazevic <i>et al</i> [26]	2 panos s/ ligação		570,70	1,14

Tabela 2.15 – Tabela resumo dos ensaios *in situ*

<b>Autor</b>	<b>Tipo de ensaio</b>	<b>Parede</b>	<b><math>\sigma_{Max}</math> [MPa]</b>
C. Gelmi <i>et al</i> [9]	Macacos Planos Duplos	G-BQ	1,40
		G-FQ	0,31
		G-ELE1	1,00
		G-ELE2	0,60
F. Pagaimo [18]	Macacos Planos Simples	-	0,23
	Macacos Planos Duplos	-	0,99
P. Gregorczyk, P. B. Lourenço [12]			0,41





### MODELO EXPERIMENTAL (MURETE)

#### 3.1. Introdução

Neste capítulo é descrita a constituição dos muretes e algumas das suas características. As dimensões e a constituição dos muretes foram analisados tendo em conta diversos factores, como: a consulta de bibliografia diversa, a necessidade dos resultados dos ensaios representarem soluções construtivas relacionadas com situações reais de estruturas, e as dimensões do laboratório (LabDEC) onde foi realizado o ensaio.

São apresentadas algumas tarefas prévias efectuadas no murete essenciais para a realização do ensaio.

A informação mais detalhada relativa a este capítulo encontra-se no Anexo A.

#### 3.2. Construção dos muretes

A construção dos muretes foi realizada entre os dias 15 e 30 de Julho de 2002 junto ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (DEC-FCT/UNL), parcialmente sob a pala existente no tardo do edifício, fig. 3.1.

Os muretes foram construídos com uma composição volumétrica de 75% de pedra (calcária) e 25% de argamassa (cal aérea hidrata e areia) [19], sobre uma base de betão armado com 0,20m de altura e umas dimensões médias de 0,80x1,20x0,40m, com perpanhos colocados a 1/3 e 2/3 de altura.



Figura 3.1 – Construção dos muretes realizado pelos operários especializados [19]

Esta base de betão permitiu facilitar o transporte dos muretes do abrigo para o laboratório e dentro do mesmo. Para além da base, passados 8 meses da execução dos muretes, foi construído um lintel de aproximadamente 0,15m de altura, que iria suportar as cargas verticais aplicadas durante o ensaio e promover a distribuição das mesmas, fig. 3.2.

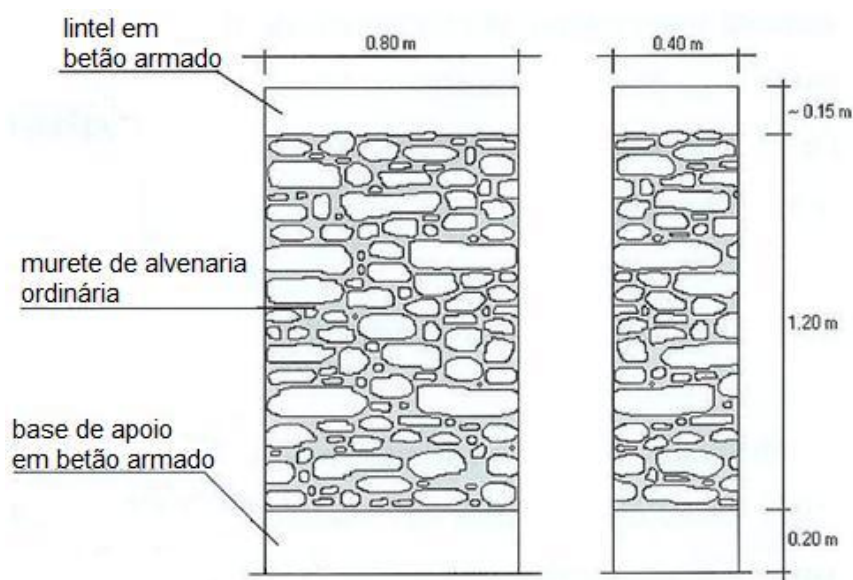


Figura 3.2 – Representação esquemática do murete após a betonagem do lintel [19]

### **3.3. Preparação do murete para o ensaio de compressão axial**

Para se poder realizar o ensaio de compressão axial no murete de alvenaria de pedra tradicional foi necessário movimentar o murete do abrigo onde se encontrava para o laboratório do DEC. Esta tarefa foi realizada em Fevereiro de 2010 com o auxílio de um empilhador e de um porta paletes devido ao valor das massas envolvidas, e exigiu um cuidado especial para impedir a fendilhação e a queda do murete durante o seu transporte.

Colocado o murete no laboratório, realizaram-se oito furos de 12cm de profundidade com o auxílio de um berbequim. No lintel superior foram feitos dois furos na frente e dois na face posterior com  $\varnothing 12\text{mm}$  e situados a 8cm do topo e a 25cm do centro do lintel. Os restantes quatro furos foram realizados nas faces laterais da base de betão do murete com  $\varnothing 12\text{mm}$  e situados a 12cm de altura da base e a 12,5cm do centro da base, fig. 3.3.

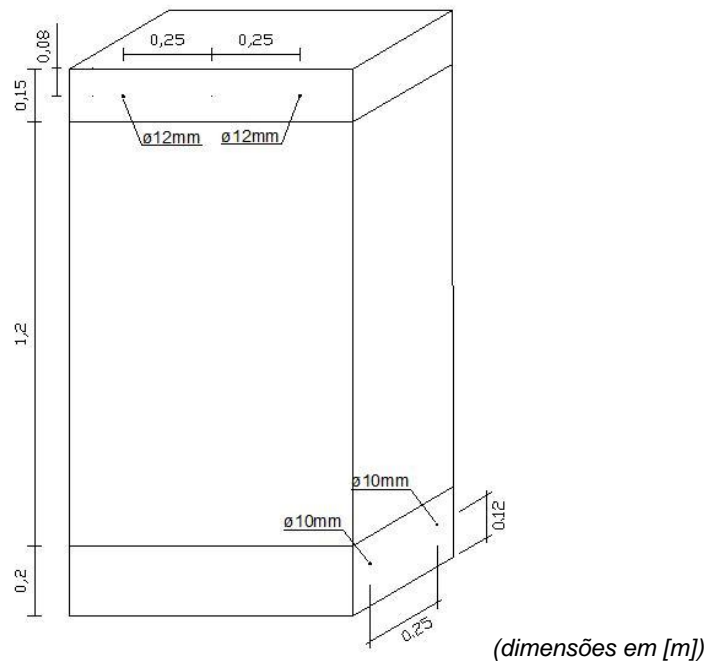


Figura 3.3 – Esquema dos furos executados na base e lintel do murete

Os furos realizados no lintel superior destinavam-se à colocação de quatro varões de  $\varnothing 12\text{mm}$  em forma de L para serem acoplados ao sistema de segurança do ensaio de compressão axial. Nos furos da base do murete foram colocados quatro varões roscados de  $\varnothing 10\text{mm}$  que foram preenchidos com uma bucha química para serem depois apertados por porcas ao dispositivo de colocação dos deflectómetros do sistema de ensaio, fig. 3.4. O varão roscado foi cortado em quatro partes iguais no torno de bancada através do uso de uma rebarbadora com disco próprio para corte de metal.



Figura 3.4 – Furação do lintel e base do murete e colocação dos varões roscados



### ENSAIO MECÂNICO REALIZADO SOBRE O MURETE

#### 4.1. Introdução

Neste capítulo é feita a descrição do sistema de ensaio de compressão axial construído para estudar as características mecânicas do murete simples, bem como as fases de preparação do murete para a realização do ensaio e é relatado o comportamento mecânico observado durante o mesmo. Posteriormente, foi realizado o ensaio de determinação da profundidade de carbonatação no murete ensaiado.

#### 4.2. Sistema de ensaio de compressão axial

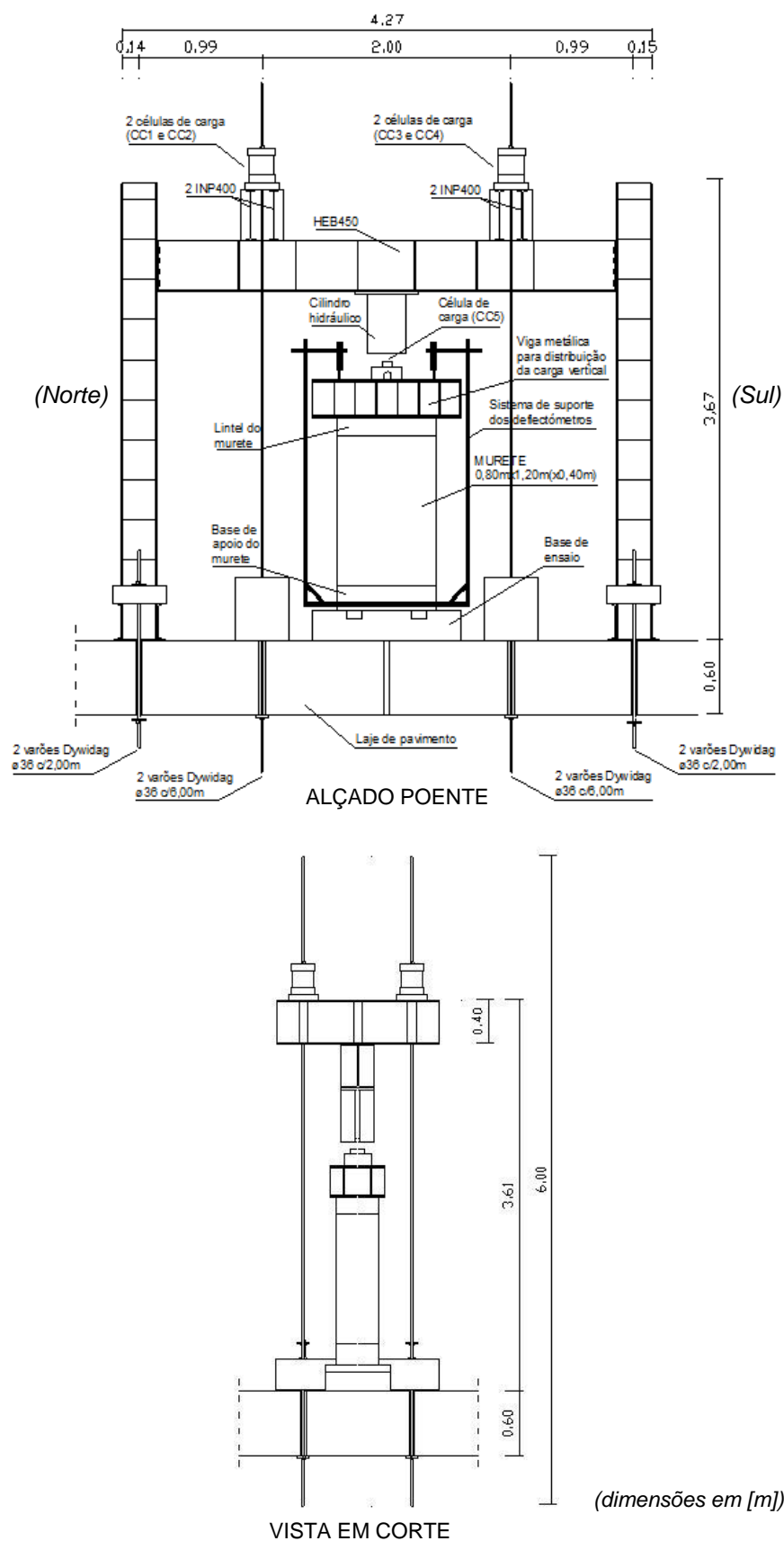
O sistema de ensaio de compressão axial foi concebido tendo por base as características geométricas e mecânicas dos muretes que foram utilizados no trabalho experimental desenvolvido numa tese de doutoramento realizada no DEC-FCT entre 2000 e 2005 [19].

Este é composto por um pórtico metálico, formado por dois pilares HEB300 e uma viga HEB450, fixa aos pilares por 8 parafusos M24 em cada extremidade. O pórtico é reforçado com 4 varões roscados de pré-esforço *Dywidag*, com  $\varnothing 36\text{mm}$ , de forma a permitir a actuação do cilindro hidráulico (macaco) em condições de segurança, na aplicação da carga vertical sobre uma viga metálica intercalada entre o macaco e o lintel do murete. As extremidades dos varões foram fixadas a duas vigas metálicas (perpendiculares à viga do pórtico) e à laje de pavimento. O murete apoiava-se numa base de betão armado preparada para o efeito, fig. 4.1 [19].

Para além desta estrutura principal, foi montado um sistema de segurança que impedia a queda da viga metálica e do lintel do murete, na fase de colapso do ensaio.

Para a aplicação da carga no murete M36 foi utilizado um macaco com capacidade de 3MN, e para medição das cargas verticais, foi colocado um transdutor de carga (célula de carga) entre o êmbolo do cilindro hidráulico e a viga metálica subjacente, bem como quatro células de carga com capacidade de 1MN cada, nas extremidades superiores dos varões de reforço do pórtico, fig. 4.1.

Para melhor visualização do corte apresentado na fig. 4.1-2 não foi representado o sistema de suporte dos deflectómetros que será apresentado na fig. 4.2.



Em cima – Vista frontal dos sistema de ensaio e do sistema de suporte dos defectómetros;  
Em baixo – Vista em corte do sistema de ensaio

Figura 4.1 – Esquema do sistema de ensaio de compressão axial (adaptado de [19])

A medição dos deslocamentos verticais foi efectuada através de dois deflectómetros (LVDT, iniciais das palavras *Linear Voltage Displacement Transducer*), com um curso de 100mm e sensibilidade de  $100 \times 10^{-6}$  /mm. Estes equipamentos foram colocados sobre um dispositivo que permitia posicioná-los em qualquer ponto acima da viga metálica, e optou-se por colocá-los na vertical dos pontos médios das arestas (de topo) do lintel. Este dispositivo encontrava-se preso a varões roscados colocados previamente na base do murete, fig. 4.1-1 e fig. 4.2.

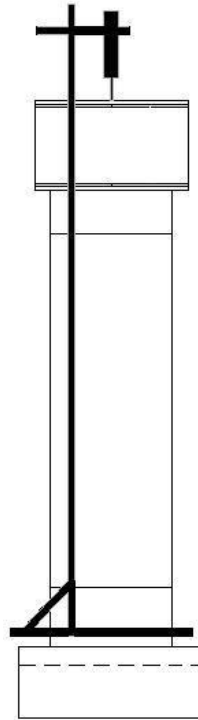


Figura 4.2 – Vista lateral do sistema de suporte dos deflectómetros

O macaco hidráulico de 3MN utilizado, foi accionado por uma bomba hidráulica eléctrica *Enerpac GPEW 2020 WSN*, de duplo efeito, com função de *load maintainer*, fig. 4.3-1. Através de um *interface* de ligação, conectado a um *data logger*, toda a informação proveniente dos dispositivos de medição (células de carga e deflectómetros) era centralizada e enviada para um computador para armazenamento dos resultados obtidos.

O software utilizado para a recolha dos dados foi o programa “Catman 4.0”, da Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH (HBM) [19].

Antes de se dar início ao ensaio foram verificadas todas as porcas de aperto do sistema de ensaio (sistema de segurança e do pórtico), a fim de evitar erros nos resultados obtidos, bem como garantir a segurança do ensaio.

Na fig. 4.3-2, apresenta-se o sistema de ensaio de compressão axial utilizado no murete M36.





1 – Bomba hidráulica eléctrica utilizada; 2 – Sistema no início do ensaio

Figura 4.3 – Sistema de ensaio de compressão axial

#### 4.3. Preparação final do murete

Antes de se partir para a realização do ensaio de compressão axial no murete, foi necessário realizar algumas tarefas finais de preparação, de forma a se garantir a ausência de perturbações que pudessem afectar os resultados.

Procedeu-se à regularização da superfície superior do lintel do murete onde iria apoiar a viga metálica do sistema de ensaio, visto que esta para além de apresentar “saliências” aquando da betonagem, apresentava um desnível relativamente ao centro de gravidade da alvenaria. Para tal foi aplicada uma pequena camada de espessura média de 2,5cm, de um grout (Sikagrout [24]), armada com uma malha de metal distendido, fig. 4.4-1.

Após a cura da camada de *grout* foi necessário corrigir algumas irregularidades através de uma rebarbadora, tal como ilustra a fig. 4.4-2.



1 – Aspecto final da camada de regularização; 2 – Regularização através de uma rebarbadora

Figura 4.4 – Regularização do lintel através de uma camada de *grout* e rebarbadora

A tarefa seguinte foi colocar o murete no sistema de ensaio e para tal foi utilizado um empilhador para movimentá-lo dentro do laboratório. Procurou-se posicionar o murete na base do ensaio, de forma a que as cargas a aplicar passassem pelos eixos de simetria. No entanto, este processo só foi conseguido após algumas tentativas, devido à complexidade do mesmo.

#### 4.4. Preparação final do sistema de ensaio de compressão axial

O murete M36 foi sujeito a um ensaio de compressão axial monotónico. No ensaio foi colocada uma célula de carga (de 500kN) abaixo do cilindro hidráulico e como tal terá que ser contabilizado, para além das forças aplicadas, os pesos das viga metálica superior, da peça metálica (localizada entre o cilindro e a viga), do lintel e da camada de *grout* de regularização do lintel (0,2kN).

Apesar das cargas também serem quantificadas a partir das quatro células de carga colocadas nas extremidades superiores dos varões de pré-esforço, não se contabilizam o valor do peso do pórtico e todos os equipamentos a ele fixos, visto que as porcas de aperto destes foram previamente apertadas fazendo com que estes não contribuam para o valor da carga permanente.

Na tabela 4.1 resumem-se os pesos actuates no murete.

Tabela 4.1 – Cargas pré-existentes (CPE) actuates no murete, não quantificada pelas células de carga

Murete	Peso dos elementos pré-existentes sobre a alvenaria [kN]			CPE [kN]
	Viga metálica e outros equipamentos (V)	Lintel de betão armado (L)	Grout de regularização (G)	
M36	5,2	1,2	0,2	6,6

Para a medição dos deslocamentos verticais foram colocados dois defléctómetros fixos a uma estrutura metálica construída para o efeito. Esta estrutura encontrava-se fixa às faces laterais da base de apoio do murete, como mostra o esquema da fig. 4.1-1 e fig.4.2.

Finalmente foram novamente conferidos os apertos de porcas do sistema de ensaio e as ligações de todos os instrumentos necessários para o correcto funcionamento do ensaio efectuado no murete.

#### 4.5. Descrição do comportamento do murete durante o ensaio de compressão axial

Com os trabalhos preparatórios finais e as verificações de segurança efectuados, deu-se início ao ensaio experimental no murete M36 no dia 1 de Junho de 2010.

Na figura 4.5 apresenta-se o aspecto do modelo experimental antes de se dar início do ensaio.



Figura 4.5 – Aspecto do murete M36, antes do ensaio experimental

Na figura 4.6 é apresentado o diagrama relativo à história de carga do ensaio de compressão axial realizado no murete M36.

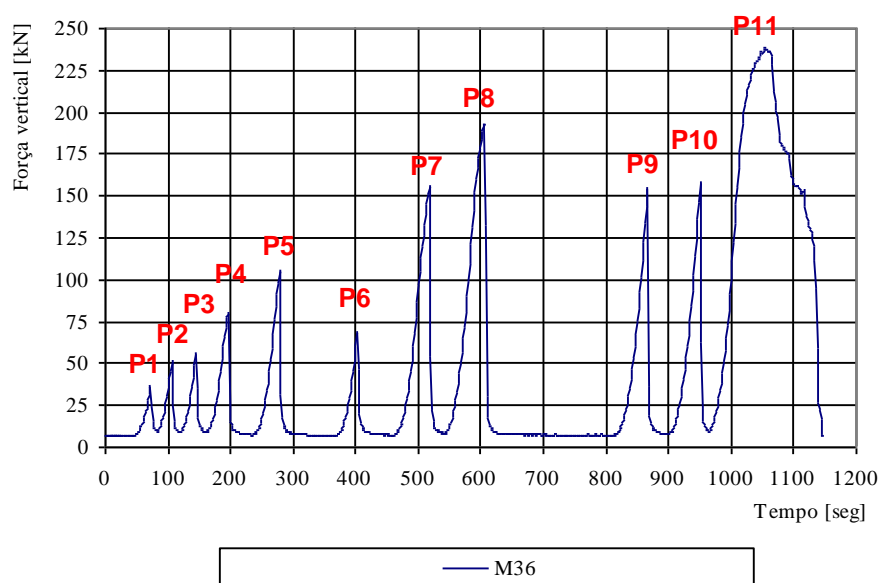


Figura 4.6 – História de carga do ensaio de compressão axial do murete M36

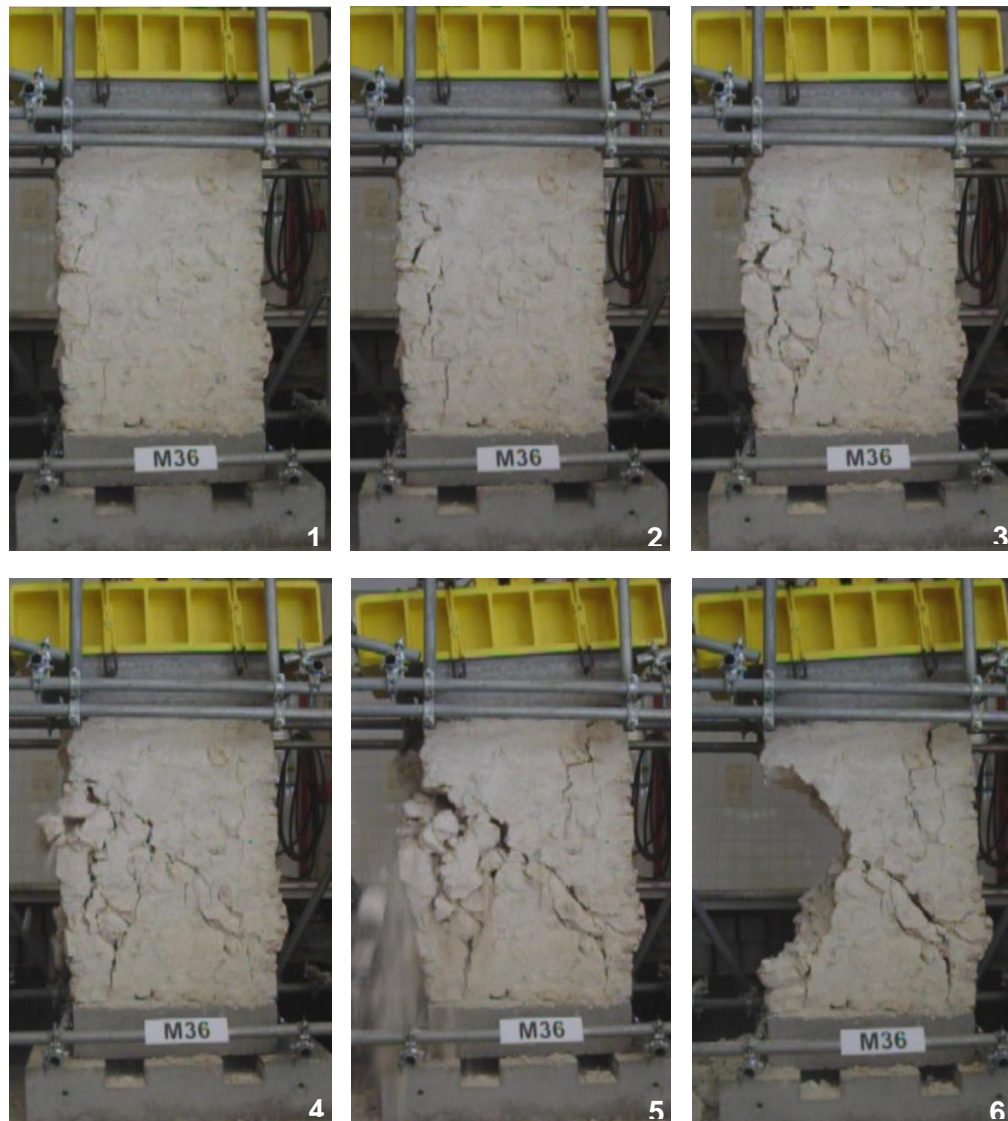
Os variados troços de picos de carga e descarga representados na fig. 4.6 e indicados na tabela 4.2, representam as interrupções devido a dificuldades técnicas da ordem do controlo da carga exercida pela bomba hidráulica eléctrica sobre a viga superior.

Tabela 4.2 – Principais incidências no diagrama de história de carga

Pico	P1	P2	P3	P4	P5	P7	P8	P10	P11
x (s)	72	106	144	196	278	518	604	950	1054
y (kN)	36,18	51,52	55,86	80,00	105,24	156,35	192,11	158,28	238,26

Os picos **P6** e **P9** não estão referenciados na tabela, visto que têm valores semelhantes a outros apresentados na tabela.

Na figura 4.7 apresentam-se as diferentes etapas visuais do ensaio de compressão axial.



1 – t = 1054s; 2 – t = 1064s; 3 – t = 1078s; 4 – t = 1134s; 5 – t = 1141s; 6 – t = 1144s

Figura 4.7 – Comportamento do murete em vários instantes do ensaio



Após a visualização das imagens do ensaio de compressão axial realizado no murete M36, são descritas os acontecimentos que ocorreram durante a sua realização. No ensaio, aos  $t = 604s$  ( $F = 192,84kN$ ), começaram a surgir as primeiras fendas de forma generalizada e a queda de ligeiros fragmentos de argamassa. Neste instante o ensaio foi parado e procedeu-se à marcação das fendas que surgiram através de um marcador de cor azul. Esta pausa ocorreu entre os  $t = 610s$  e os  $t = 815s$ .

O operador teve dificuldade em controlar a carga aplicada e por esse motivo são visíveis mais dois picos de carga nos instantes  $t = 866s$  ( $F=155,24kN$ ) e  $t = 950s$  ( $F=158,8kN$ ), sem consequências visíveis no murete.

A partir deste instante o ensaio só terminou quando ocorreu o colapso do murete e foi neste intervalo de tempo que ocorreram o maior número de incidências no murete.

Quando se atingiu  $t = 1025s$  observou-se o desprendimento de pequenas quantidades de argamassa na face orientada para Norte e o aumento de tamanho das fendas já existentes.

Com o aumento de carga, começa-se a destacar uma fenda mais acentuada do lado esquerdo da face voltada para Poente, desde a base até cerca de três quartos de altura e é no instante  **$t = 1054s$**  que se atinge o valor máximo de força resistente,  **$F=238,26kN$** , fig. 4.7-1.

Daqui para a frente apesar do aumento de carga, o murete já não suporta mais esta e ocorre uma queda mais acentuada de fragmentos de argamassa e pedras da alvenaria na face Norte e Poente, fig. 4.7-2.

No instante  $t = 1078s$  surge uma fenda oblíqua que ia desde a zona superior esquerda até à zona inferior direita na face voltada a Poente e a formação de uma cunha triangular no lado esquerdo da face Poente, fig. 4.7-3.

Por fim, dá-se o aumento de tamanho da fenda oblíqua e a queda de um bloco pertencente à cunha triangular existente originando o colapso da alvenaria,  $t = 1134s$ , fig. 4.7-4.

Com o desmoronamento da zona esquerda do murete, em  $t = 1141s$  o lintel sofre uma queda até a uma altura permitida pela estrutura de segurança e como este se encontra preso à estrutura, o lado direito do lintel sobe e origina uma fenda vertical na zona superior direita da alvenaria, fig. 4.7-5.

No entanto, a alvenaria que ficou abaixo do lintel e sobre a base apresentava alguma coesão, fig. 4.7-6.

De realçar que o sistema de segurança do ensaio de compressão axial funcionou muito bem e garantiu a segurança de todos os intervenientes ao impedir que a viga metálica acompanhasse o deslocamento total da parte colapsada do murete.

No final do ensaio, determinou-se a profundidade de carbonatação e após este, por questões de segurança, foi utilizado um varão metálico para desagregar a alvenaria da

zona central sobrando, permitindo que o lintel e a viga metálica superior assentassem em segurança no sistema criado para tal.

Apesar da coesão interna da alvenaria da zona central direita ser praticamente nula, o uso do varão facilitou o processo de desmontagem do ensaio.

De seguida, procedeu-se à remoção da alvenaria solta e através do empilhador transportaram-se o lintel e a base do murete para o exterior.

Na fig. 4.8 ilustra-se o estado em que o murete ficou após a sua remoção do laboratório.



Figura 4.8 – Alvenaria restante sobre a base do murete após a sua remoção do laboratório

Após o colapso do murete de alvenaria tradicional e recorrendo ao programa informático utilizado, chegou-se ao gráfico de força-deslocamento da figura 4.9.

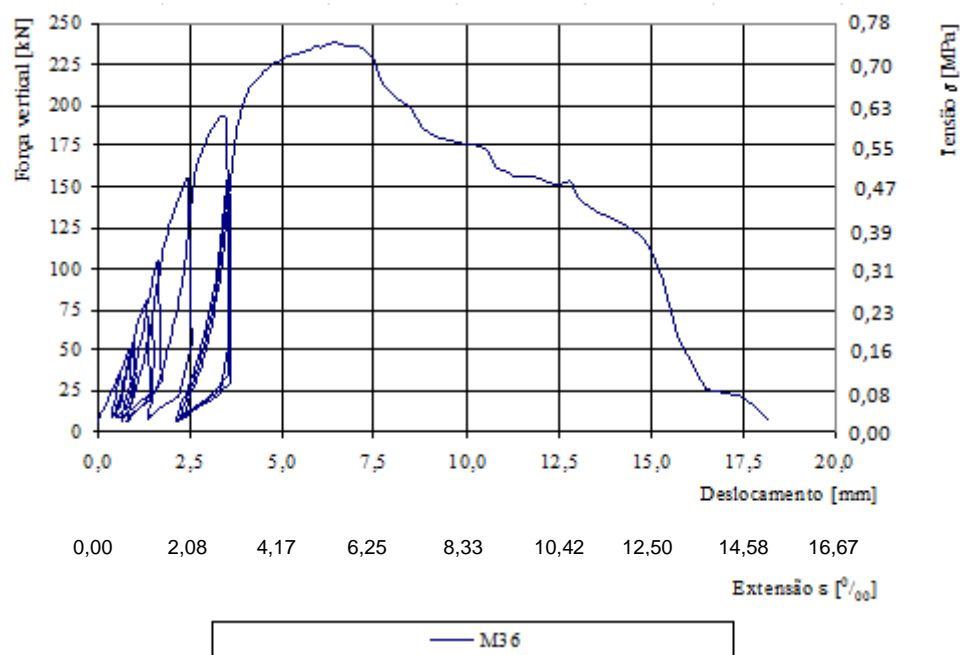


Figura 4.9 – Diagrama de força-deslocamento do ensaio de compressão axial do murete M36

De notar também neste diagrama os troços iniciais, representativos da dificuldade em controlar a carga aplicada no murete. Contudo, estes apresentavam inclinações semelhantes, o que pode demonstrar que esta operação teve pouco impacto na degradação do murete, encontrando-se numa fase distante do colapso do mesmo. Obteve-se uma força máxima aplicado no M36 de  $R_{36} = 238,26\text{kN}$ , que corresponde a uma tensão máxima  $\sigma_{max} = 0,744\text{MPa}$ .

#### **4.6. Descrição do ensaio de determinação da profundidade de carbonatação no murete**

Após a realização do ensaio de compressão axial no murete, procedeu-se manualmente e através do uso de uma vassoura, à remoção da alvenaria que se encontrava desagregada, de forma a que se realizasse o ensaio em segurança.

Após esta tarefa, procedeu-se à determinação da profundidade de carbonatação, e para tal recorreu-se à utilização de uma solução alcoólica de fenolftaleína a 0,5%, e de uma régua metálica.

Quando pulverizada a argamassa de cal hidratada  $[\text{Ca}(\text{OH})_2]$ , se esta apresentar a cor roxa, indica que essa zona não se encontra carbonatada. Assim toda a argamassa existente até à cor roxa encontra-se carbonatada, ou seja, o dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ) entrou em contacto com a argamassa e passou a ser carbonato de cálcio ( $\text{CaCO}_3$ ), que possui uma resistência mecânica maior e um pH mais reduzido.

Para determinar a profundidade de carbonatação é utilizado um utensílio de medição, neste caso foi utilizada uma régua metálica, e medida a distância desde a face exterior do murete até à zona que apresenta a cor roxa, como ilustra a fig. 4.10.



Figura 4.10 – Determinação da profundidade de carbonatação no murete M36



Foram realizadas várias medições em diferentes locais com a argamassa exposta e chegou-se a um valor médio de profundidade de carbonatação de 11cm, tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Resultados do ensaio de profundidade de carbonatação

<b>Ensaio nº</b>	<b>Profundidade de Carbonatação [cm]</b>
1	11,0
2	10,5
3	11,0
4	11,0
<b>Valor Médio</b>	<b>11,0</b>



### ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

#### 5.1. Introdução

Neste capítulo são apresentados e explicados os resultados do ensaio de compressão axial e do ensaio de determinação da profundidade de carbonatação, de forma mais específica. São comparados com os valores obtidos na tese de Doutorado de Fernando Pinho, visto que os muretes ensaiados em 2004 [19] e o murete ensaiado neste trabalho foram construídos no mesmo ano (2002) e possuem características muito semelhantes.

#### 5.2. Resultados dos ensaios de compressão axial

Nos ensaios de compressão axial, efectuados por F. Pinho, foram utilizados três muretes simples. É através dos resultados obtidos nesses ensaios que se podem avaliar os resultados obtidos no ensaio de compressão axial realizado no murete M36.

Na tabela 5.1 e diagrama da fig. 5.1 são apresentados as forças máximas aplicadas e as tensões máximas suportadas pelos muretes, nos ensaios efectuados em 2004 [19] e no ensaio de 2010.

Tabela 5.1 – Resultados obtidos nos ensaios realizados em 2004 [19] e 2010

Murete	$R_{max}$ [kN]	$\sigma_{max}$ [MPa]
M36	238,26	0,744
M21	127,70	0,400
M32	148,50	0,460
M43	134,20	0,420

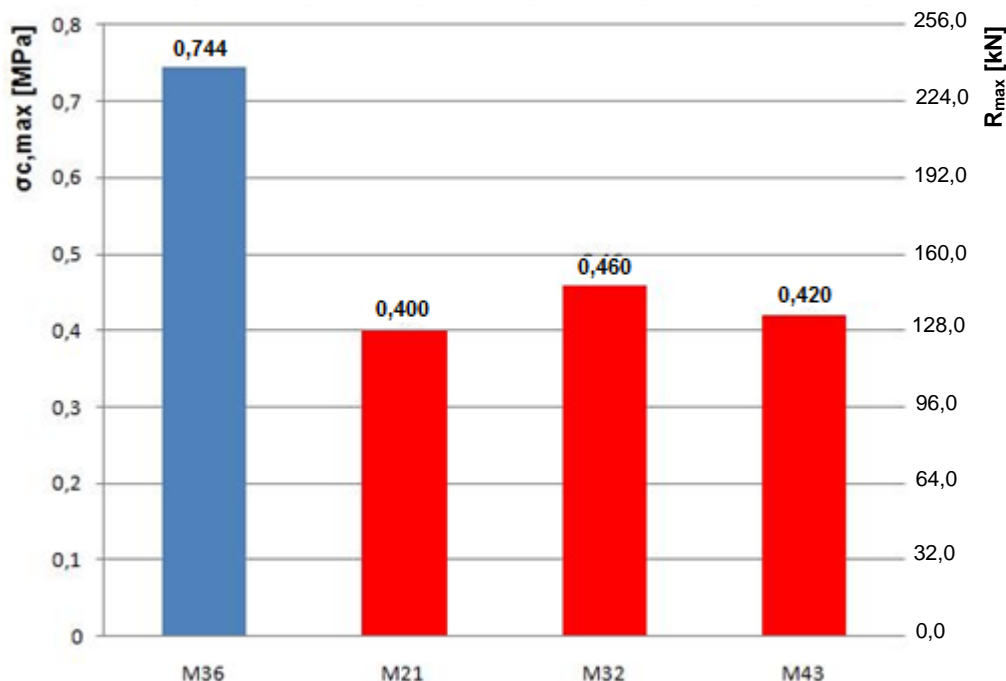


Figura 5.1 – Resultados comparativos obtidos em 2004 e 2010

Através do gráfico de barras, é evidente a melhoria da resistência à compressão axial do murete M36 ensaiado em 2010, relativamente aos três muretes ensaiados em 2004 [19].

De acordo com os valores obtidos, a tensão máxima do murete aumentou cerca de 74%, atingindo 0,744MPa. No entanto, como apenas foi ensaiado um modelo, esta percentagem é considerada uma estimativa e pode ser variável. Apesar disso, era de esperar um aumento da capacidade resistente à compressão do murete, devido ao aumento da profundidade de carbonatação da argamassa do mesmo. A argamassa carbonatada possui maior resistência que a não carbonatada.

Para além desta informação, na figura 6.2 apresentam-se os conjuntos de diagramas de tensão-deformação e força-deslocamento do murete M36 e dos três muretes ensaiados anteriormente. Constata-se facilmente, que o andamento destes é semelhante, com a principal diferença a ser o valor mais elevado das cargas resistentes para o murete M36. Após o pico de carga o murete M36 tem uma queda mais brusca de carga relativamente aos outros três, que têm uma queda mais suave.

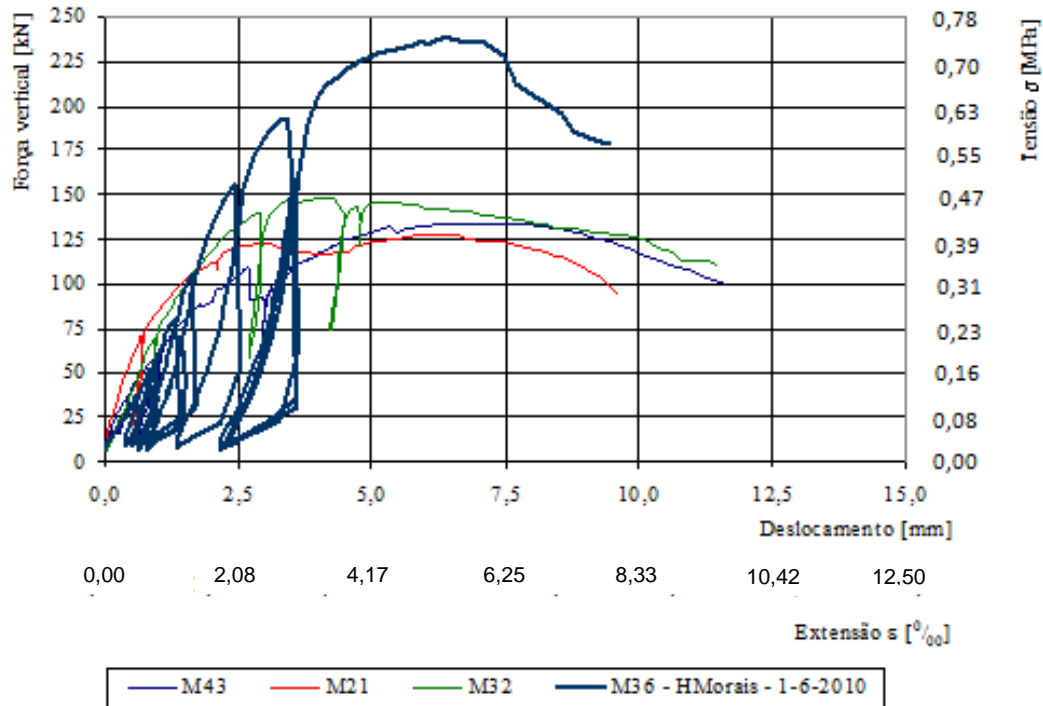


Figura 5.2 – Diagramas conjuntos força - deslocamento e tensão - deformação dos muretes de referência (M43, M21, M32 e M36)

Relativamente ao modo de colapso existem semelhanças entre o murete M36, ensaiado para a presente dissertação, e o murete M43 em 2004.

Em ambos ocorre uma fendilhação cruzada desde a zona superior esquerda (Norte) até à zona inferior direita (Sul), bem como a formação de uma cunha triangular no terço central da zona esquerda do murete.

Comparando com o murete M32, também ocorreu a formação de uma fenda cruzada desde a zona superior esquerda do murete até à zona inferior direita, mas não se registou a formação da cunha triangular.

O murete M21 teve um comportamento diferente dos outros dois muretes ensaiados. O colapso deste surgiu devido à formação de uma fenda vertical que surgiu no lado esquerdo do murete (Norte) e que ia desde a parte superior até à zona inferior do murete. No murete M36 também surgiu uma fenda semelhante, mas rapidamente a fenda cruzada superiorizou-se a esta, que fez com que se formasse a cunha triangular nessa zona.

### 5.3. Resultados dos ensaios de determinação da profundidade de carbonatação

Como mencionado no capítulo anterior, a profundidade média de carbonatação medida atingiu o valor de 11cm. Para além deste valor, obteve-se outro na mesma altura, fruto do ensaio no murete (M45) no âmbito da dissertação de mestrado de outro aluno [8], em

que se registou o valor de 10,5cm. Juntando estes valores medidos em 2010 com os valores obtidos por F. Pinho em 2004 [19] obtêm-se os valores da tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Profundidade de carbonatação média nos muretes

Nº	Idade [dias]	Profundidade de carbonatação média	
		[mm]	[%]
M20	593	60	30,0
M43	618	55	27,5
M21	626	50	25,0
M32	638	60	30,0
M5	654	60	30,0
M12	662	55	27,5
M53	762	65	32,5
M51	769	58	29,0
M42	777	65	32,5
M30	784	55	27,5
M41	925	59	29,5
M44	927	60	30,0
M28	931	60	30,0
M10	952	54	27,0
M13	974	56	28,0
M17	992	55	27,5
M25	1065	74	37,0
M55	1070	75	37,5
M24	1083	75	37,5
<b>M36</b>	<b>2870</b>	<b>110</b>	<b>55,0</b>
M45	2875	105	52,5

Transportando esta informação para um gráfico, chega-se à curva de tendência da profundidade de carbonatação da fig. 5.3. Através desta é possível constatar a evolução da mesma e daí retirar as respectivas relações.

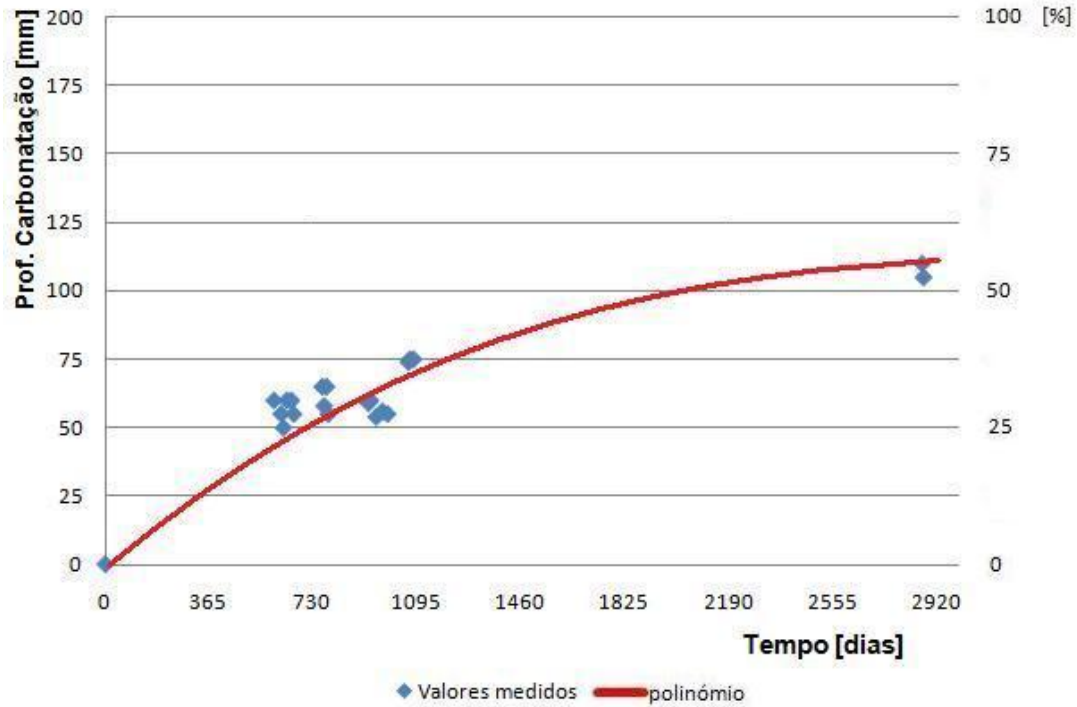


Figura 5.3 – Profundidade de carbonatação medida ao longo do tempo nos muretes

Através da curva de tendência podemos concluir que existe um normal aumento da profundidade de carbonatação ao longo do tempo. É este factor que faz com que a capacidade resistente do murete aumente e espera-se que a mesma aumente até o murete estar totalmente carbonatado. Tal como mencionado no capítulo anterior, a reacção do dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ) com a cal hidratada  $[\text{Ca}(\text{OH})_2]$  origina o carbonato de cálcio ( $\text{CaCO}_3$ ), que apresenta uma maior resistência.

Utilizando a equação associada à curva de carbonatação estima-se que o murete esteja totalmente carbonatado aos cerca de 13681 dias, o que equivale a cerca de 37,5 anos.





# CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

### 6.1. Considerações gerais

A reabilitação de edifícios antigos implica a aplicação das mais variadas técnicas. No entanto, para se proceder à aplicação das mesmas é necessário ter o conhecimento das características das estruturas de alvenaria de pedra, de forma a verificar a sua compatibilidade.

Como tal, este trabalho contribui positivamente para o conhecimento da resistência à compressão de um murete de alvenaria de pedra tradicional ao longo do tempo.

### 6.2. Conclusões finais

No presente trabalho foram apresentados e analisados os resultados relativos ao ensaio de compressão axial e da determinação da profundidade de carbonatação de um murete de alvenaria de pedra tradicional.

Após o tratamento dos resultados, é possível concluir que a carbonatação é um factor fundamental no aumento da resistência das estruturas de alvenaria de pedra tradicional. Isto deve-se ao facto do dióxido de carbono entrar em contacto com a argamassa de cal aérea hidratada, tornando-a mais resistente. Obteve-se um aumento de cerca de 74% da resistência mecânica do murete, devido em grande parte ao aumento de cerca de 25% da profundidade de carbonatação. No entanto, por apenas se ter ensaiado um modelo, os valores obtidos servem apenas de referência e não podem ser totalmente conclusivos.

Para além do ensaio realizado, apresentaram-se outros trabalhos de investigação e, através do conhecimento teórico adquirido no Capítulo 2 e recorrendo à tabela resumo do mesmo, chega-se à conclusão que a qualidade dos materiais utilizados, bem como a qualidade de construção e o aparelhamento das pedras têm extrema importância na resistência final de uma estrutura (parede) de alvenaria de pedra. Como exemplo, reparamos que no ensaio de Binda e Saisi [2], utilizando pedras de diferente qualidade atingem-se valores com cerca de três vezes maior resistência à compressão que uma parede com pedra de qualidade inferior.

Relacionando a tipologia dos ensaios de Marcari *et al* [15] e Tomazevic *et al* [26] com os de Oliveira *et al* [17] e Valluzzi *et al* [27] é fácil constatar que o facto dos modelos

experimentais apresentarem um pano a mais, resultou num aumento da resistência à compressão em cerca de 30-40%.

### **6.3. Desenvolvimentos futuros**

Como desenvolvimentos futuros torna-se importante averiguar, através do ensaio nos restantes modelos experimentais construídos, se a profundidade de carbonatação continuará a aumentar a este ritmo e se a resistência à compressão também irá aumentar como esperado. Isto porque se trata de uma estrutura muito heterogénea a nível construtivo.

Para uma melhor análise deste tipo de estruturas torna-se importante aumentar o tamanho da amostra para se tornar mais representativo, já que modelos do mesmo tipo podem levar a resultados díspares.

Sendo assim, seria importante iniciar a construção de novos modelos experimentais e ensaiá-los no mesmo tempo de idade dos já ensaiados.

Para além disso, era importante ensaiar modelos reais de obra e comparar os valores com os obtidos nos modelos laboratoriais ensaiados.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] APPLETON, J. A. *Edifícios Antigos. Contribuição para o estudo do seu comportamento e das acções de reabilitação a empreender*. Programa de investigação apresentado a concurso para provimento na categoria de investigador-coordenador. LNEC, Lisboa, 1991.
- [2] BINDA, L., & SAISI, A. *Experimental Tests on Irregular Masonry*. Politecnico di Milano, Milan, Italy, September 2004.
- [3] BINDA, L., & SAISI, A. *State of the Art of Research on Historic Structures in Italy*. Dept. of Structural Engineering - Politecnico of Milan, Italy.
- [4] BINDA, L., FONTANA, A., & MIRABELLA, G. *Mechanical behaviour and stress distribution in multiple-leaf walls*. Vol. 1, 10th Int. Brick/Block Masonry Conf. Calgary, 1994.
- [5] BORRELL, C. M. *Characterization of The Mechanical Behaviour of Masonry. Structural Analysis of Historical Constructions. Possibilities of Numerical and Experimental Techniques*. International Center for Numerical Methods in Engineering (CIMNE), Barcelona, 1997: Edited by P. Roca, J. Gonzalés, A. Mari and E. Oñate.
- [6] CORRADI M., Borri A., Vignoli A. *Experimental study on the determination of strength of masonry walls*. Department of Civil and Environmental Engineering, School of Engineering, University of Perugia, Via Duranti, Perugia, Italy and Department of Civil Engineering, School of Engineering, University of Florence, Via di S. Marta, Florence, Italy, 2002.
- [7] COSTA, A. *Caracterização das Propriedades Mecânicas das Paredes de Alvenaria Tradicional das Casas da Ilha do Faial, Açores*. REPAR 2000 - Encontro Nacional sobre conservação e Reabilitação de Estruturas. LNEC, Lisboa, Junho de 2000.
- [8] FONSECA, M. *Análise experimental de um murete de alvenaria tradicional reforçado com confinamento transversal contínuo por fitas metálicas*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, Novembro de 2010.

- [9] GELMI, C., MODENA, C., ROSSI, P., & ZANINETTI, A. *Mechanical characterization of stone masonry structures in old urban nuclei*. The 6th North American Conference, Philadelphia, USA, 1993.
- [10] GOMES da SILVA, J. *Medidas destinadas a evitar o acesso da humidade do terreno às paredes dos edifícios*. Lisboa, LNEC, 1983.
- [11] GOUVEIA, J., & LOURENÇO, P. *O Eurocódigo 6 e o Dimensionamento de Estruturas de Alvenaria*.
- [12] GREGORCZYK, P., LOURENÇO, P. B. *A review on Flat-Jack Testing*. Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho. Azurém, Guimarães, Portugal
- [13] GUEDES, J. H., OLIVEIRA, C. S., & LUCAS, A. A. *Ensaio à Rotura de Paredes de Alvenaria Tradicional*. Sísmica 99 – 4º Congresso nacional Sobre sismologia e Engenharia Sísmica. Universidade do Algarve, Faro, 28-30 de Outubro de 1999.
- [14] IPQ. *Eurocódigo 6. Projecto de Estruturas de Alvenaria. Parte 1.1: Regras Gerais e Regras para Edifícios*. NP ENV 1996-1. IPQ, Lisboa, 2000.
- [15] LOURENÇO, P., & SOUSA, H. *Concepção e Projecto para Alvenaria*. Seminário sobre Paredes de Alvenaria. Porto, 2002.
- [16] MARCARI, G., FABBROCINO, G., MANFREDI, G., & PROTA, A. *Experimental And Numerical Evaluation Of Tuff Masonry Panels Shear Seismic Capacity*. Tenth North American Masonry Conference, St. Louis, Missouri, USA, June 3-5 2007.
- [17] OLIVEIRA, D. V., LOURENÇO, P. B., & SILVA, R. *Comportamento Experimental de Paredes de Alvenaria de Panos Múltiplos*. 4ª Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas. Lisboa, LNEC, 13 a 16 de Dezembro de 2006.
- [18] PAGAIMO, F. A. *Caracterização Morfológica E Mecânica De Alvenarias Antigas - Caso De Estudo Da Vila Histórica De Tentúgal*. Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Novembro de 2004.
- [19] PINHO, F. *Paredes De Alvenaria Ordinária – Estudo Experimental com modelos Simples e Reforçados*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2007.

- [20] PINHO, F. *Paredes de Edifícios antigos em Portugal*. Lisboa: Colecção Edifícios, Nº8. LNEC, 2ª Edição, 2008.
- [21] PINHO, F. *Soluções Construtivas de Paredes de Edifícios em Portugal*. REPAR 2000 – Encontro Nacional sobre Conservação e Reabilitação de Estruturas. LNEC, Lisboa, Junho de 2000.
- [22] RAMOS, J. *Análise Experimental e Numérica de Estruturas Históricas de Alvenaria*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Guimarães, Janeiro de 2002.
- [23] ROQUE, J. C. *Reabilitação Estrutural de Paredes Antigas de Alvenaria*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Guimarães, 2002.
- [24] Sika Portugal, S. *Catálogo de Fichas Técnicas*. Edição de Julho, 2007.
- [25] SILVA, R. A. *Caracterização experimental de alvenaria antiga : reforço e efeitos diferidos*. Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Setembro, 2008.
- [26] TOMAZEVIC, M., ZNIDARIC, A., KLEMECN, I., & LAVRIC, I. *The influence of traffic induced vibrations on historic stone masonry buildings*. The 38th annual meeting of the Commission CIB-W023-Wall Structures, Bled, Slovenia, September 20-21, 2001. Published by: International Council for Research and Innovation in Building and Construction.
- [27] VALLUZZI, M. R., PORTO, F. d., & MODENA, C. *Behaviour of Multi-leaf Stone Masonry Walls Strengthened by Different Intervention Techniques*. Historical Constructions, Guimarães, 2001.
- [28] VALLUZZI, M. R., PORTO, F. d., & MODENA, C. *Investigations for the knowledge of multi-leaf stone masonry walls*. Proceedings of the First International Congress on Construction History. Madrid, 20th-24th January 2003: ed. S. Huerta, Madrid: I. Juan de Herrera, SEdHC, ETSAM, A. E. Benvenuto, COAM, F. Dragados.

## WEBSITES

- [29] [3.bp.blogspot.com/\\_G\\_W0vVo1T1M/Soh\\_ljTaEgI/AAAAAAAAAZM/LfejVpUnEAg/s400/IMG\\_2246.JPG](http://3.bp.blogspot.com/_G_W0vVo1T1M/Soh_ljTaEgI/AAAAAAAAAZM/LfejVpUnEAg/s400/IMG_2246.JPG)

- [30] [agesas.openseismic.com/TbilisiEQApr252002/9.jpg](https://agesas.openseismic.com/TbilisiEQApr252002/9.jpg)
- [31] [agesas.openseismic.com/TbilisiEQ14Dec2000\\_files/image010.jpg](https://agesas.openseismic.com/TbilisiEQ14Dec2000_files/image010.jpg)
- [32] [amen.no.sapo.pt/Imagens/Torre%20dos%20Clerigos/Torre%20e%20Igreja%20dos%20Clerigos%201.jpg](https://amen.no.sapo.pt/Imagens/Torre%20dos%20Clerigos/Torre%20e%20Igreja%20dos%20Clerigos%201.jpg)
- [33] [cm-pontadelgada.azoresdigital.pt/filecontrol/galeriamultimedia/imagem/rpcpd16%20-20cmcultura.jpg](https://cm-pontadelgada.azoresdigital.pt/filecontrol/galeriamultimedia/imagem/rpcpd16%20-20cmcultura.jpg)
- [34] [forumdacasa.com/discussion/6114/humidade-salitre-e-bolor](https://forumdacasa.com/discussion/6114/humidade-salitre-e-bolor)
- [35] [oshes.files.wordpress.com/2009/07/muralha\\_da\\_china21.jpg](https://oshes.files.wordpress.com/2009/07/muralha_da_china21.jpg)
- [36] [perspectivabr.files.wordpress.com/2009/01/mosteiro\\_1.jpg](https://perspectivabr.files.wordpress.com/2009/01/mosteiro_1.jpg)
- [37] [www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/gaiol\\_const\\_sism.html](http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/gaiol_const_sism.html)
- [38] [www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/images/gaiol\\_const\\_sism\\_3.jpg](http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/images/gaiol_const_sism_3.jpg)
- [39] [www.baixaki.com.br/imagens/wpapers/BXK9360\\_coliseu-em-roma-por-eliomar-ribeiro800.jpg](http://www.baixaki.com.br/imagens/wpapers/BXK9360_coliseu-em-roma-por-eliomar-ribeiro800.jpg)
- [40] [www.conservationtech.com/MAIN-TOPICS/ROMEprojects/Pombalwalls/Baixa-INT15.jpg](http://www.conservationtech.com/MAIN-TOPICS/ROMEprojects/Pombalwalls/Baixa-INT15.jpg)
- [41] [www.drystone.org/publicgallery/Howards-Creek%2C-KY-on-3-June-2005/100\\_1005\\_part\\_ii](http://www.drystone.org/publicgallery/Howards-Creek%2C-KY-on-3-June-2005/100_1005_part_ii)
- [42] [www.geograph.org.uk/photo/399214](http://www.geograph.org.uk/photo/399214)
- [43] [www.grupoconstruya.com/notas/cefas.htm](http://www.grupoconstruya.com/notas/cefas.htm)
- [44] [www.infoescola.com/files/2009/08/1-a7fb3c9941.jpg](http://www.infoescola.com/files/2009/08/1-a7fb3c9941.jpg)
- [45] [www.ippar.pt/media/uploads/intervencoes/](http://www.ippar.pt/media/uploads/intervencoes/)
- [46] [www.magmarqueologia.pro.br/arqueologia\\_historica/images/materialorange5\\_expandida.jpg](http://www.magmarqueologia.pro.br/arqueologia_historica/images/materialorange5_expandida.jpg)
- [47] [www.nasarchitects.co.uk/wp-content/uploads/2010/01/rubble-core-wall.jpg](http://www.nasarchitects.co.uk/wp-content/uploads/2010/01/rubble-core-wall.jpg)
- [48] [www.world-housing.net/uploads/](http://www.world-housing.net/uploads/)



### A1. Introdução

Neste anexo são descritas as várias etapas da construção dos muretes, realizados em 2002 por F. Pinho [19], de forma mais específica. Para além disso, apresentam-se os materiais utilizados e os ensaios realizados para obtenção das suas características.

As dimensões e a constituição dos muretes foram analisados tendo em conta diversos factores, como: a consulta de bibliografia diversa, a necessidade dos resultados dos ensaios representarem soluções construtivas relacionadas com situações reais de estruturas, e as dimensões do laboratório (LabDEC) onde foi realizado o ensaio.

### A2. Materiais utilizados na construção do murete

Os materiais utilizados na construção dos modelos experimentais (muretes) foram pedra calcária, e argamassa composta por cal aérea hidratada e areia (de rio e areeiro). A pedra e as areias utilizadas são provenientes da zona Rio Maior [19].

#### A2.1. Pedra e Areia

As areias e a pedra calcária foram colocadas num local previamente preparado para o efeito junto ao local de construção dos muretes, sendo que as quantidades de pedra atingiram cerca de  $30\text{m}^3$  com uma dimensão máxima (D) de 25cm e  $6\text{m}^3$  de blocos de grande dimensão.

Relativamente à areia foram fornecidos  $6\text{m}^3$  de areia de areeiro e  $6\text{m}^3$  de areia de rio lavada. Apesar de apresentar um aspecto limpo, a pedra foi lavada com água abundante para remoção de pó e outras impurezas.. Os blocos grandes foram posteriormente partidos em pedras de duas dimensões com 10 e 20cm de espessura e em pedras de espessura semelhante à dos muretes, de forma a melhorar o travamento vertical da alvenaria dos muretes, designados por perpianhos.

Estes elementos foram colocados a 1/3 e 2/3 da altura de cada murete [19].

## **A2.2. Argamassa de Assentamento**

Na preparação da argamassa foi utilizada uma cal aérea hidratada da marca Lusical, cujas propriedades se adaptavam melhor ao estudo levado a cabo.

Após a escolha da cal e, tendo como referência outros trabalhos, produziu-se uma argamassa de assentamento ao traço volumétrico de uma parte de cal aérea hidratada para três partes de areia, sendo esta repartida com igual proporção de areia de rio e de areeiro. A relação água/ligante (A/L) foi de 2,4/2,0=1,2.

Após a definição das proporções, e, de acordo com o ritmo imposto pelos operários, realizou-se a amassadura numa misturadora (betoneira) eléctrica, introduzindo-se a água, a cal e a areia por esta ordem, junto ao local onde foram colocados os materiais. Depois de terminada, a argamassa foi transportada por “carrinho de mão” para o local de construção dos muretes [19].

## **A3. Construção dos muretes**

A construção dos muretes foi realizada entre os dias 15 e 30 de Julho de 2002 junto ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (DEC-FCT/UNL), parcialmente sob a pala existente no tardo do edifício, fig. A.1.

Os muretes foram construídos com uma composição volumétrica de 75% de pedra e 25% de argamassa [19], sobre uma base de betão armado com 0,20m de altura e umas dimensões médias de 0,80x1,20x0,40m, com perpianhos colocados a 1/3 e 2/3 de altura.



Figura A.1 – Ambiente de cura dos muretes

Esta base de betão permitiu facilitar o transporte dos muretes do abrigo para o laboratório e dentro do mesmo. Para além da base, passados 8 meses da execução dos muretes, foi construído um lintel de aproximadamente 0,15m de altura, que iria suportar as cargas verticais aplicadas durante o ensaio e promover a distribuição das mesmas.

#### A4. Caracterização dos materiais utilizados na construção dos muretes

Para se ter um melhor conhecimento das propriedades da pedra e argamassa utilizadas na construção dos modelos experimentais, foram efectuados ensaios complementares. A partir dos ensaios efectuados às amostras retiradas durante os trabalhos de construção dos muretes, foi possível conhecer algumas propriedades físicas, mecânicas, e químicas dos materiais.

##### A4.1. Pedra

Relativamente à pedra calcária realizaram-se vários ensaios físicos, de forma a apurar as seguintes propriedades: massa volúmica real (MVR) e aparente (MVA), porosidade aberta (PA), e índice volumétrico (IV).

Os resultados obtidos apresentam-se na tabela A.1.

Tabela A.1 – Resultados médios obtidos nos ensaios físicos [19]

Características Físicas	MVR (kg/m <sup>3</sup> )	MVA (kg/m <sup>3</sup> )	PA (%)	IV
Valor médio	2709,4	2490,6	8,1	0,26

Para o cálculo do índice volumétrico, que varia entre 0 e 1, teve-se em conta as pedras de maior dimensão (perpianhos) colocadas a 1/3 e 2/3 de altura dos muretes. Na avaliação qualitativa da dimensão média das pedras, recorreu-se a uma das colunas das tabelas de cálculo do índice volumétrico, onde se registam os diâmetros das esferas que envolvem as pedras, tendo-se obtido o valor de 16,7cm [19].

Através de ensaios realizados na pedra obteve-se uma resistência mecânica à compressão média ( $\sigma_{\text{média}}$ ) de 47,8MPa.

##### A4.2. Argamassa de assentamento

Para a argamassa de assentamento foram realizados ensaios de espalhamento, fig.A.2, para a *argamassa em pasta* e ensaios em provetes realizados a partir de amostras retiradas aquando da realização dos muretes para a *argamassa endurecida*.

A argamassa foi realizada ao traço volumétrico de 1:3 (cal aérea : areia), utilizando-se as areias de rio e areeiro em partes iguais.

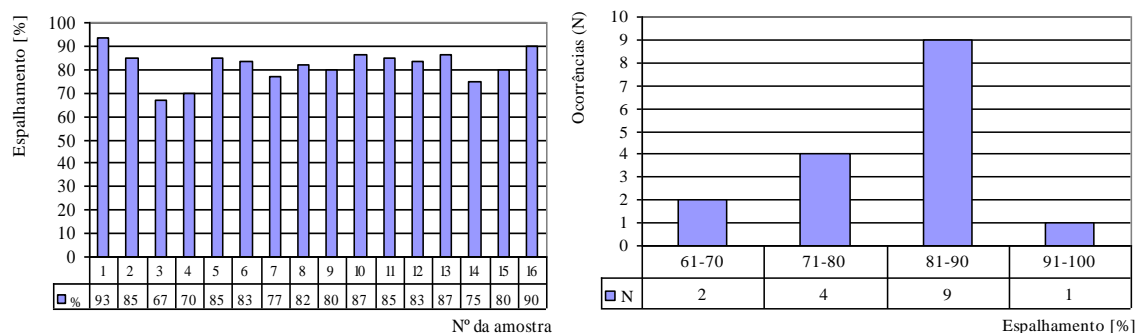


Figura A.2 – Resultados do ensaio de consistência da argamassa [19]

Relativamente à *argamassa endurecida* foram retiradas amostras durante a construção dos muretes e realizaram-se diferentes tipos de provetes, de modo a caracterizá-la ao longo do tempo.

Para avaliar a resistência mecânica foram ensaiados 12 provetes prismáticos de  $16 \times 4 \times 4 \text{ cm}^3$  para os 90 dias de idade, obtendo-se um valor médio de resistência à compressão de  $\sigma_{\text{med}} = 0,65 \text{ MPa}$ .

Quanto às características químicas da argamassa endurecida, foi realizado o ensaio de determinação da profundidade de carbonatação aos 30 e 90 dias. Este ensaio evidenciou o endurecimento da argamassa ao longo do tempo, do exterior para o interior, à medida que a reacção com o dióxido de carbono foi evoluindo, em 11 provetes prismáticos de  $16 \times 4 \times 4 \text{ cm}^3$  [19].

A diminuição da área do núcleo interior não carbonatado de um provete prismático de argamassa de assentamento, ao longo do tempo, é esquematicamente representado na fig. A.3.

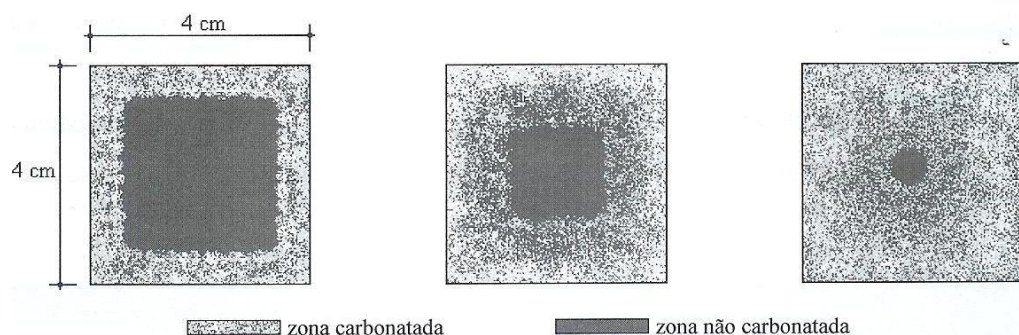
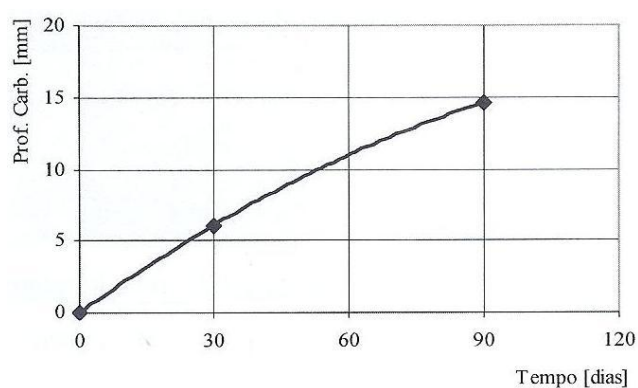


Figura A.3 – Representação esquemática da evolução da profundidade de carbonatação ao longo do tempo em provetes prismáticos de argamassa com  $16 \times 4 \times 4 \text{ cm}^3$  [18]

Na fig. A.4 apresentam-se os resultados do ensaio de determinação da profundidade de carbonatação.



Provetes	Média global [mm]	
	(≈)30 Dias	90 Dias
C1-C2-C3	6,9	15,8
C4-C5-C6	6,5	13
C7-C8	6	15,8
C9-C10-C11	4,9	13,7
Média	6,1	14,6

Figura A.4 – Evolução da profundidade de carbonatação da argamassa de assentamento ao longo do tempo em provetes [19]